



ESTADO DE MATO GROSSO
PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

PONTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

PROJETO EXECUTIVO

OBRA: ELABORAÇÃO DE ESTUDO TOPOGRÁFICO, ESTUDO
HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO, ESTUDO GEOTÉCNICO (SONDAGEM) E
PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DA PONTE EM CONCRETO
ARMADO E PROTENDIDO, SOBRE O RIO JANGADA

RODOVIA: MUNICIPAL

COORDENADAS: 15°11'58.09"S - 55°19'39.98"O

EXTENSÕES: 41,55 m

LARGURA: 5,00 m

MUNICIPIO: CHAPADA DOS GUIMARÃES

VOLUME 3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO

CUIABÁ/MT
MARÇO / 2026



ESTADO DE MATO GROSSO
PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

PONTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

PROJETO EXECUTIVO

OBRA: ELABORAÇÃO DE ESTUDO TOPOGRÁFICO, ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO, ESTUDO GEOTÉCNICO (SONDAGEM) E PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DA PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO, SOBRE O RIO JANGADA

RODOVIA: MUNICIPAL

COORDENADAS: 15°11'58.09"S - 55°19'39.98"O

EXTENSÕES: 41,55 m

LARGURA: 5,00 m

MUNICÍPIO: CHAPADA DOS GUIMARÃES

VOLUME 3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO



Elaboração : FCK ENGENHARIA, CONSULTORIA COMERCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA
Responsáveis: MARILDA DE CASTRO COSTA – RN 2607349869
LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA – RN 1203670761

MARILDA DE
CASTRO
COSTA:01534644881

MARILDA DE CASTRO
COSTA:01534644881
2026.03.30
14:16:26
-04'00"

CUIABÁ/MT
MARÇO / 2026

LUCAS LUIZ
ARAUJO
CORREA:220919
42880

LUCAS LUIZ ARAUJO
CORREA:22091942880
Eu sou o autor deste
documento
2026.03.30 14:33:33-04'00"



1.0 - ÍNDICE

2.0 - APRESENTAÇÃO	4
3.0 – ESTUDOS GEOTÉCNICOS.....	7
4.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL	18
5.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS - OAE.....	62
6.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS - ENCABEÇAMENTO	76
7.0 – ART	81
8.0 – TERMO DE ENCERRAMENTO	86



2.0 - APRESENTAÇÃO

A empresa FCK Engenharia Consultoria Comércio Representações LTDA., apresenta o Volume III, referente a Contratação de Pessoa Jurídica para os Serviços de Elaboração de Estudos Topográficos, Estudos Hidrológicos / Hidráulicos, Estudos Geotécnicos (Sondagens) e Projeto Executivo de Engenharia para construção da Ponte de Concreto Pré-Moldado Protendido sobre o Rio Jangada, situado na Rodovia Municipal, coordenadas 15°11'58.09"S / 55°19'39.98"O, no Município de Chapada dos Guimarães.

- Responsáveis Técnicos: Marilda De Castro Costa - ART 1220230030407
Lucas Luiz Araujo Corrêa - ART 1220230030676

O Orçamento, relativo ao serviço de Contratação de Pessoa Jurídica para os Serviços de Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para construção da Ponte de Concreto Pré-Moldado Protendido sobre O Rio Jardim foi elaborado de acordo com a estrutura do SICRO – Sistema de Custos Rodoviários do DNIT, para o estado do Mato Grosso, com a data base de Outubro /2025, utilizando-se sempre que necessários elementos adicionais visando atender as condições particulares do projeto

As cotações de materiais apresentados neste projeto executivo têm como objetivo estipular os custos mais próximo dos reais dessa obra. Dessa forma são realizados 03 (três) orçamentos dos materiais dos materiais pétreos. Com base nos preços apresentados nas cotações e na distância até local da obra, são definidos os seus custos unitários.

Sendo assim, as cotações apresentadas nesse projeto se trata apenas de uma pesquisa de mercado, portanto, a aquisição dos materiais para a execução da obra ficará a critério da empresa vencedora da licitação, cabendo a ela escolher os fornecedores que julgar mais adequados.



A brita será proveniente da Polimix, localizada em Santo Antônio do Leverger-MT, há aproximadamente, 122,80 km da obra. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

A areia será proveniente da MC Mineradora, localizada no município de Cuiabá-MT, há aproximadamente, 192,50 km da obra. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

O cimento será proveniente da loja Votorantim Cimentos, localizada há, aproximadamente, 229,70km da obra, estando localizada no Município de Cuiabá-MT. O preço foi obtido junto ao fornecedor.



3.0 – ESTUDOS GEOTÉCNICOS

CLIENTE: FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA
OBRA: PONTE SOBRE RIO JANGADA
ENDEREÇO: ESTRADA MUNICIPAL, 15°11'58.1"S 55°19'40.0"W - ZONA RURAL
CIDADE: CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT

Prezado(s) Senhor (es):

Apresentamos em anexo, o relatório da sondagem mista executada para a obra acima citada. Foram executados 03 (TRÊS) furos de sondagem mista.

1. Sondagens Mistas

1.1 - Definição

Sondagem mista é um método de investigação que consiste no uso de sondagem SPT e rotativa com um conjunto motomecanizado projetado para a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuas e com formato cilíndrico, através de ação perfurante dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. A amostra de rocha obtida é chamada de testemunho.

1.2 – Identificação

As sondagens mistas foram identificadas pelas letras SM, seguidas de número indicativo. Em cada obra, o número indicativo deve ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem.

1.3 – Equipamentos e ferramentas

A) A firma empreiteira forneceu equipamentos, acessórios e ferramentas para a execução de sondagens que atenderam a programação e às especificações estabelecidas no contrato de serviços.

B) Os equipamentos e ferramentas constaram dos seguintes elementos principais: tripé, sonda rotativa, bomba d'água, hastes, barriletes, coroas, luvas alargadoras (calibradores), tubos de revestimento e demais acessórios e ferramentas necessárias à execução de sondagens mista.

C) Os equipamentos utilizados seguiram as normas de padronização de dimensões e de nomenclatura de equipamentos de sondagens, para permitir a permutabilidade de peças provenientes de diversos fabricantes. Existem dois sistemas que normatizam mundialmente as dimensões e as

MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA
Rua Jacumã Qd. 121 Lt. 13 Jardim Atlântico • Goiânia - GO
Fone: (062) 3251-2202 • e-mail: rodrantunes@hotmail.com

nomenclaturas para sondagens mistas: padrão DCDMA (Diamond Core Drill Manufacturers Association) ou americano, que adota a combinação de duas ou mais letras para designar diâmetros e modelos dos equipamentos; e o padrão europeu, também conhecido por sistema métrico ou Craellius, que expressa o diâmetro do furo em milímetros e uma ou mais letras, para designar o modelo do equipamento.

D) O diâmetro utilizado na execução da sondagem mista foi NW.

E) O barrilete utilizado foi o Barrilete duplo-livre, constituído por dois tubos. Entre as partes da cabeça do barrilete, onde os tubos são rosqueados, existe um sistema de rolamentos. Assim, enquanto o tubo externo gira com a coluna de perfuração, o tubo interno permanece estacionário ou gira lentamente. O testemunho fica protegido do atrito com a parede do barrilete e o contato do testemunho com o fluido de circulação se dá entre a extremidade do tubo interno e a face da coroa. Existem variações desse barrilete, com saída do fluido de circulação na face interna da coroa (saída lateral) ou na parte inferior (saída frontal), para obter recuperação de boa qualidade de maciço alterado e muito fraturado. É utilizado também quando se pretende recuperar materiais de preenchimento de fraturas.

1.4 – Execução da sondagem

A) A sondagem foi inicializada após uma limpeza de uma área que permitiu o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos e a abertura de um sulco ao redor, que desviou as águas de enxurradas, nos dias de chuva. A sonda foi firmemente ancorada no terreno, de maneira a minimizar as vibrações e a consequente transmissão para a composição da sondagem.

B) Foram empregados todos os recursos das sondagens SPT e rotativas, de maneira a assegurar a perfeita recuperação de todos os materiais atravessados. Os principais recursos foram à escolha de equipamentos e acessórios apropriados às condições geológicas, emprego de lamas bentoníticas como fluido de perfuração, realização de manobras curtas e adequação da velocidade de perfuração às características geológicas da rocha perfurada. A alta recuperação de testemunho,

MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA
Rua Jacumã Qd. 121 Lt. 13 Jardim Atlântico • Goiânia - GO
Fone: (062) 3251-2202 • e-mail: rodrantunes@hotmail.com

especificamente de trechos de maciços rochosos extremamente alterados e/ou muito fraturados, pode ser conseguida com emprego de sonda rotativa de avanço manual, sob controle de um bom sondador.

C) Quando, no avanço da sondagem rotativa, ocorrer mais de 50 cm de material mole ou incoerente, salvo em especificação em contrário, foi executado um ensaio de penetração SPT, seguido de outros a intervalos de 1 m, até serem atingidas novamente o impenetrável.

D) Quando a sondagem atingiu o nível freático, foi registrada sua profundidade. Os níveis d'água foram medidos todos os dias, antes de início dos trabalhos e na manhã seguinte a conclusão da sondagem.

Sem mais para o momento colocamo-nos ao dispor para quaisquer esclarecimentos complementares julgados necessários.

Atenciosamente,

MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.



Rodrigo Antunes da Rocha
Engenheiro Civil
MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.

Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha.
CREA: 11.373/D-GO.



MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.
Rua Jacumã Qd.121 Lt.13 Jardim Atlântico - Goiânia-GO
Fone: (62) 3251-2202

FURO

SM 01

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		DESCRÇÃO DO MATERIAL		
			1ª+2ª	2ª+3ª	PRIMEIROS 30 cm		Perfil Geológico	DESCRÇÃO TÁCTIL VISUAL	
					ÚLTIMOS 30 cm	GRÁFICO DO N.º GOLPES			
			10	20	30	40	50		
-1,00	0								Argila arenosa marrom com camada vegetal
-2,00	1		2	2					Areia fina, fofa, cinza
-3,00	2		2	2					Areia fina, fofa, cinza
-4,00	3		6	10					Areia fina, medianamente compacta, amarela
-5,00	4		15	19					Areia fina, compacta, amarela
-6,00	5		12	22					Areia fina, compacta, amarela
-7,00	6		21	26					Areia fina, compacta, amarela
-8,00	7		30	32					Areia fina, compacta, amarela
-9,00	8		30/11						Areia média, muito compacta, amarela com pedregulhos
-9,08	9		30/8						Alteração de rocha
-10,58	10		12%	R5					Rocha arenito, muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente
-12,08	11		17%	R5					Rocha arenito, muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente
-13,58	12		20%	R5					Rocha arenito, muito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente
-14,08	13		24%	R5					Rocha arenito, muito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente
	14								
	15								
	16								
	17								
	18								
	19								

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof.Furo(m)
26/01/23		-5,98	-14,08

COORDENADAS:	
X:	679595
Y:	8318925

CONTRATANTE:	
FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA	
OBRA:	
PONTE SOBRE RIO JANGADA	
LOCAL:	
ESTRADA MUNICIPAL, 15°11'58.1"S 55°19'40.0"W - ZONA RURAL	
CIDADE:	INÍCIO: 25/01/23
CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT	TÉRMINO: 26/01/23
INÍCIO LAVAGEM (m):	COMP. REVESTIMENTO(m):
6,00	8,00

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
RESP. TÉCNICO:		
Eng.Civil Rodrigo Antunes da Rocha CREA 11.373/D-GO		

OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.



MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.
Rua Jacumã Qd.121 Lt.13 Jardim Atlântico - Goiânia-GO
Fone: (62) 3251-2202

FURO
SM 02

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT					DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
				PRIMEIROS 30 cm		ÚLTIMOS 30 cm			Perfil Geológico	DESCRIÇÃO TÁTIL VISUAL	
				1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30			40
-1,10	0										Lamina D'água
-2,00	1										Areia média cinza com cascalho
-3,00	2		30/14								Areia média, muito compacta, cinza com cascalho
-4,00	3		30/10								Areia média, muito compacta, cinza com cascalho
-4,30	4		60								Alteração de rocha arenito
-5,80	5		8%	R5							Rocha arenito, muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente
-7,30	6		12%	R5							Rocha arenito, muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente
-8,80	7		19%	R5							Rocha arenito, muito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente
-9,30	8		21%	R5							Rocha arenito, muito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente
	9										
	10										
	11										
	12										
	13										
	14										
	15										
	16										
	17										
	18										
	19										

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof.Furo(m)
23/01/23		0,00	-9,30

COORDENADAS:	
X:	679612
Y:	8318936

CONTRATANTE:	
FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA	
OBRA:	
PONTE SOBRE RIO JANGADA	
LOCAL:	
ESTRADA MUNICIPAL, 15°11'58.1"S 55°19'40.0"W - ZONA RURAL	
CIDADE:	INÍCIO: 21/01/23
CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT	TÉRMINO: 23/01/23
INÍCIO LAVAGEM (m):	COMP. REVESTIMENTO(m):
1,10	6,00

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
RESP. TÉCNICO:		
Eng.Civil Rodrigo Antunes da Rocha CREA 11.373/D-GO		

OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.



MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.
Rua Jacumã Qd.121 Lt.13 Jardim Atlântico - Goiânia-GO
Fone: (62) 3251-2202

FURO

SM 03

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT					Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
				PRIMEIROS 30 cm		ÚLTIMOS 30 cm		GRÁFICO DO N.º GOLPES		
				1ª+2ª	2ª+3ª	10	20			
-1,00	0									Argila arenosa marrom com pedregulhos (Aterro)
-2,00	1		41 42							Argila arenosa, dura, marrom com pedregulhos (Aterro)
-3,00	2		4 9							Argila arenosa, média, marrom com pedregulhos (Aterro)
-4,00	3		11 15							Areia fina, medianamente compacta, cinza
-5,00	4		11 14							Areia fina, medianamente compacta, marrom
-6,00	5		39 29							Areia fina, compacta, amarela
-7,00	6		43 46							Areia fina, muito compacta, amarela com pedregulhos
-8,00	7		41 41							Areia grossa, muito compacta, amarela com pedregulhos
-9,00	8		40 41							Areia grossa, muito compacta, amarela com pedregulhos
-9,08	9		30/5							Areia grossa, muito compacta, amarela com pedregulhos
-9,68	10		30/3							Alteração de rocha arenito
-11,18	11		11% R5							Rocha arenito, muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente
-12,68	12		14% R5							Rocha arenito, muito pobre, medianamente alterada, extremamente fraturada e pouco coerente
-14,18	13		17% R5							Rocha arenito, muito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente
-14,68	14		19% R5							Rocha arenito, muito pobre, pouco alterada, muito fraturada e coerente
	15									
	16									
	17									
	18									
	19									

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof.Furo(m)
24/01/23		-5,10	-14,68

COORDENADAS:	
X:	679629
Y:	8318947

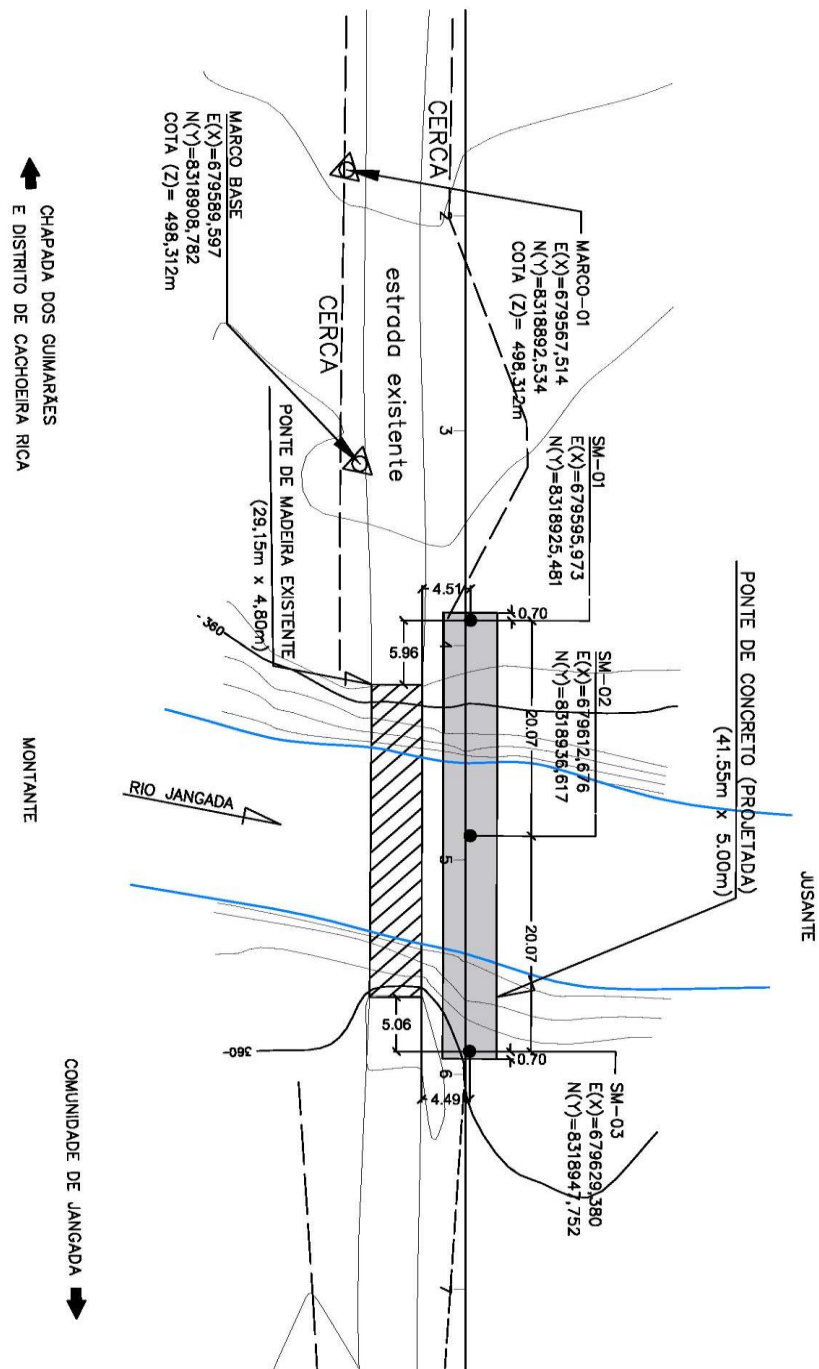
CONTRATANTE:	
FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA	
OBRA:	
PONTE SOBRE RIO JANGADA	
LOCAL:	
ESTRADA MUNICIPAL, 15°11'58.1"S 55°19'40.0"W - ZONA RURAL	
CIDADE:	INÍCIO: 23/01/23
CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT	TÉRMINO: 24/01/23
INÍCIO LAVAGEM (m):	COMP. REVESTIMENTO(m):
6,00	8,00

ORDEN DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
RESP. TÉCNICO:		
Eng.Civil Rodrigo Antunes da Rocha CREA 11.373/D-GO		

OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.

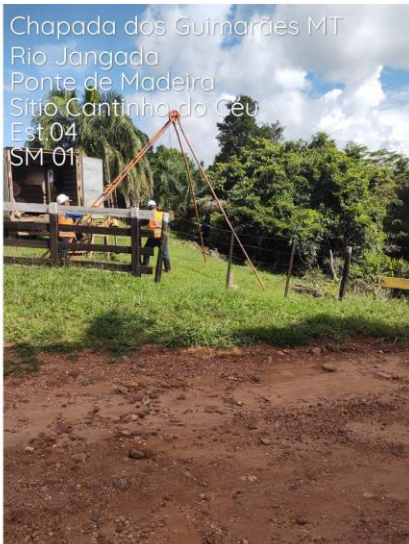
MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.

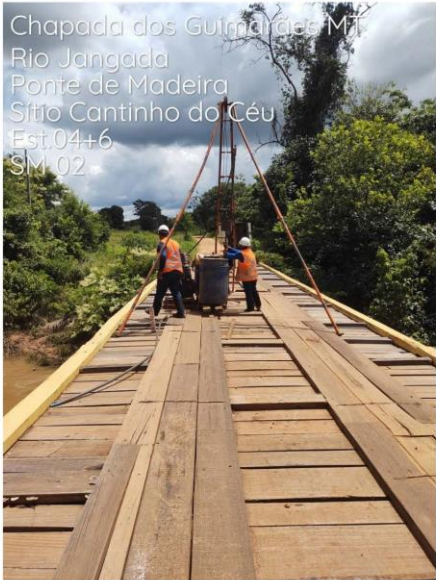
LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM



ENG. CIVIL RODRIGO ANTUNES DA ROCHA
CREA:11.373/D-GO

Cliente: ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA		
Data Início: 21/01/2023	Data Fim: 26/03/2023	Local: ESTRADA MUNICIPAL, 15°11'58.1"S
Atividade: Sondagem - MISTA		55°19'40.0"W - ZONA RURAL - CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT

Ordem	Anexo fotográfico	
01	 Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04 SM 01	 Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04 SM 01
02	 Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04 SM 01	 Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04 SM 01

03	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04+6 SM 02 	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04+6 SM 02 
04	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04+6 SM 02 	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.04+6 SM 02 

RELATÓRIO DE ATIVIDADES

05	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.05+ SM.03 	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.05+ SM.03 
06	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.05+ SM.03 	Chapada dos Guimarães MT Rio Jangada Ponte de Madeira Sítio Cantinho do Céu Est.05+ SM.03 
 Rodrigo Antunes da Rocha Engenheiro Civil MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha CREA: 11.373/D-GO		



4.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

INTRODUÇÃO

CRITERIOS DE CÁLCULO

Neste memorial de cálculo se desenvolve o dimensionamento da Ponte sobre o Rio Jangada, localizado na Rodovia Municipal, coordenadas 15°11'58.09"S 55°19'39.98"O, com extensão total de 41,55 e largura de 5,00m.

O tabuleiro será composto por vigas do tipo I, em concreto com protensão aderente, que serão protendidas com cordoalhas de 15,2mm (0,6") de diâmetro.

As vigas, calculadas sobre apoios simples, são caracterizadas por uma altura de 140cm e um comprimento de 20m, serão completadas (na obra) com uma laje de espessura colaborante total de 17cm mais uma pré-laje de 5cm.

O peso da laje e as cargas permanentes de segunda fase (pavimentação, barreiras de proteção, etc) aplicam-se às diferentes vigas em função de suas respectivas áreas de influência.

As cargas móveis previstas pela NBR 7188 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres), são repartidas transversalmente na superestrutura mediante um modelo de elementos finitos.

As verificações de estabilidade se desenvolveram na viga que resultou mais solicitada, as armaduras, assim determinadas, foram consideradas iguais para todas as outras vigas.

Levou-se em conta a diferente classe de resistência do concreto entre as vigas e a laje através de um coeficiente de homogenização, que equivale à razão entre aos seus respectivos módulos de elasticidade convencionais.

As perdas de tensão nas armaduras de protensão são descontadas ora na viga isolada, ora na seção composta, nas proporções indicadas nesse memorial.

Nas seções perto do apoio, em função do insuficiente comprimento de ancoragem das cordoalhas, a verificação ao cisalhamento foi efetuada considerando uma seção de concreto armado.

Consideram-se positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da viga e da laje e as forças de compressão; quanto às tensões, convencionou-se como negativas as de compressão.

O elemento que representa a viga no modelo computacional têm coordenada de origem na sua extremidade.

NORMAS DE REFERÊNCIA

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

NBR 6118 - 2014- Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;

NBR 6120 - 2019 - Cargas para o Cálculo de Estruturas;

NBR 6122 - 2022 - Projeto e Execução de Fundações;

NBR 6123 - 1988 - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187 - 2021 - Projeto de pontes – procedimento;

NBR 7188 - 2013 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres;

NBR 7483 - 2021 - Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido;

NBR 8681 - 2003 - Ações e segurança nas estruturas;

NBR 9062 - 2017 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.

DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesse capítulo é apresentada uma breve descrição das características do modelo (seções, matérias e cargas aplicadas), idealizado com a finalidade de representar da maneira mais fiel possível o comportamento da superestrutura.

A análise foi baseada no método dos elementos finitos, com o auxílio do programa CSIBridge v.17.1.1:



Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogenização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene:

$K_n = G \cdot A_n / d_n$, onde:

K_n = rigidez horizontal do aparelho de neoprene;

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, $G = 1.000 \text{ KN/m}^2$;

A_n = área em planta do neoprene;

d_n = altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

A intenção do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, ou seja, a partir do momento em que a laje é solidarizada à longarina, onde a seção reagente é a seção composta.

Em primeira fase, quando a laje ainda não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuída.

As travessinas são representadas por elementos com geometria retangular com largura igual a 40cm e altura proporcional à altura da longarina.

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis definidas neste memorial.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118.

Da análise do modelo emerge que as vigas mais solicitadas são as mais externas.

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

- Classe de agressividade ambiental II, conforme NBR6118;
- Cobrimento das armaduras: 3cm para peças moldadas *in-loco*, 2cm para as pré-moldadas e 5cm para as fundações.
- Concreto protendido nível 2 (protensão limitada).

Concreto para as vigas pré-moldadas protendidas (Classe C40)

- Diâmetro máximo agregados: 19mm
- Relação água/cimento máxima: 0,40

Fase inicial

- Resistência característica à compressão $F_{ckj} = 30\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade $E = 26071,59\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível $f_{tkj} = 2,03\text{MPa}$
- Compressão admissível $\sigma_c = 0,7 f_{ckj} = 21,0\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,2$
- Resistência à compressão de cálculo $f_{cdj} = f_{ckj} / \gamma_c = 25\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo $f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 1,69\text{MPa}$

Fase final

- Resistência característica à compressão $F_{ck} = 40\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade $E = 35417,51\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível $f_{tk} = 3,10\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 28,57\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,21\text{MPa}$

Concreto moldado in loco (classe C30)

- Diâmetro máximo dos agregados 25mm
- Relação água/cimento máxima 0,45
- Resistência característica à compressão $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível $f_{tk} = 2,03\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade 26071,59MPa

E.L.U.

- coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21,43\text{Mpa}$
- resistência à tração de cálculo $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,08\text{MPa}$

Aço para cordoalha de 0,6"

CP 190 RB

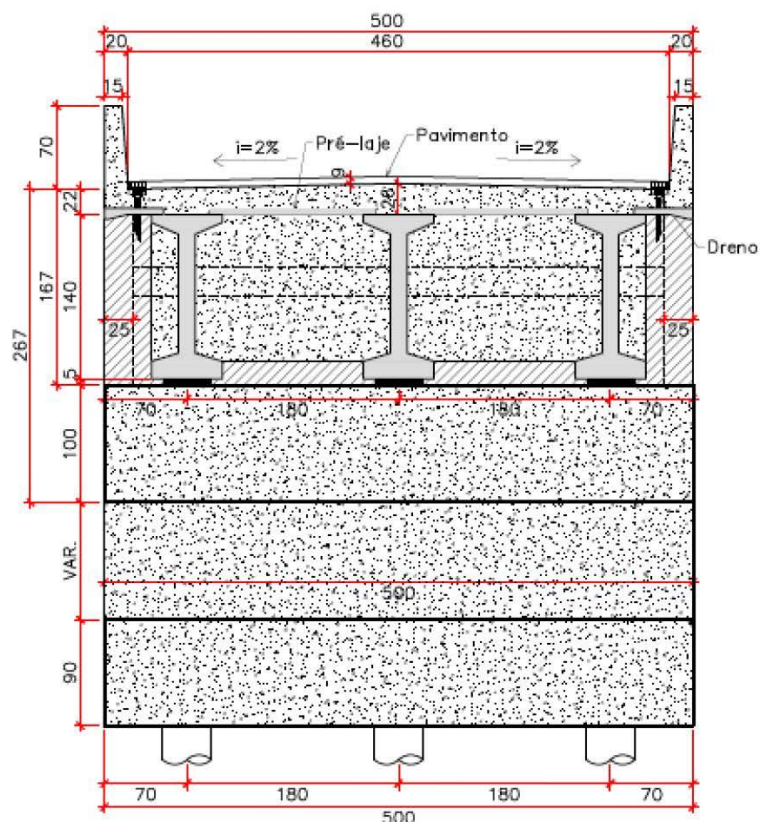
- $f_{ptk} = 1900\text{MPa}$
- $f_{pyk} = 1710\text{Mpa}$

A tensão máxima resistente da cordoalha deve verificar as seguintes desigualdades:

$$\sigma_{pi} \leq 0,77 f_{ptk} = 0,77 \times 1.900 = 1.463 \text{ MPa} = 146,3 \text{ kN/cm}^2 \text{ ou}$$
$$\sigma_{pi} \leq 0,85 f_{pyk} = 0,85 \times 1.710 = 1.453 \text{ MPa} = 145,3 \text{ kN/cm}^2$$

CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA

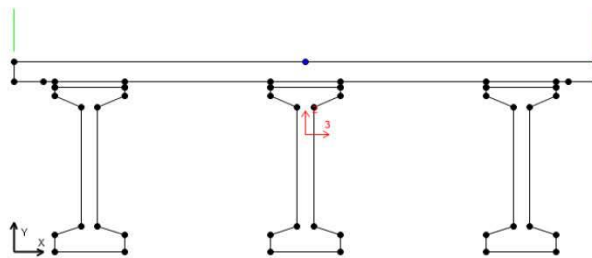
Seção transversal típica:



PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS* DAS VIGAS:

*unidades: (kN - m - °C)

O tabuleiro completo possui as seguintes propriedades geométricas:



A	2.3413
J	0.0393
I33	0.7873
I22	5.1977
I23	0.
AS2	1.0203
AS3	0.8959
S33(+face)	1.2734
S33(-face)	0.786
S22(+face)	2.0791
S22(-face)	2.0791
Z33	1.1074
Z22	2.8788
r33	0.5799
r22	1.49
Xcg	2.5
Ycg	1.0017
Xpna	2.5
Ypna	1.3147

CARREGAMENTOS PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

CARGAS PERMANENTES (g)

a) Peso próprio da longarina

$$PP_{\text{viga}} = (0.3363 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 8.41 \text{ kN/m}$$

b) Peso da transversina:

$$PP_{\text{transversina}} = (0.925 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 23.13 \text{ kN/extremidade de viga}$$

c) Peso da laje:

$$PP_{\text{laje}} = 0.27 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

d) Peso da pavimentação:

$$PP_{\text{laje}} = 0.06 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 + 2 \text{ kN/m}^3 = 3.44 \text{ kN/m}^2$$

e) Peso do guarda rodas

$$PP_{\text{gr}} = (0.1225 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 3.06 \text{ kN/m}$$

f) Peso do guarda corpo

$$PP_{\text{gcorpo}} = 0 \text{ kN/m}$$

g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):

$$PP_{\text{trav. central}} = (0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 0 \text{ kN/m}$$

h) Peso próprio da travessa do encontro

$$PP_{\text{trav. encontro}} = (2.455207 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 61.38 \text{ kN/m}$$

i) Peso próprio das alas

$$PP_{\text{alas}} = 2.1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 52.54 \text{ kN/ala}$$

$$M_{\text{ala}} = 129.25 \text{ kN.m}$$

j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo

$$PP_{\text{laje aprox}} = (4 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3) / 2 = 30.5 \text{ kN/m}$$

k) Peso próprio do pilar

$$PP_{\text{pilar}} = 0 \times (1.4)^4 / 4 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0 \text{ kN/m}$$

CARGAS MÓVEIS (q)

Trem-Tipo da NBR 7188/2013 – Classe 45.

Carregamento de “Multidão” - de acordo com a NBR 7188/2013.

COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de carga consideradas são as seguintes:

Considerando:

- g_1 = permanentes de primeira fase;
- g_2 = permanentes de segunda fase;
- q = cargas móveis;
- P_0 = Força de protensão inicial;
- P_∞ = Força de protensão a tempo infinito.

Estado limite de serviço (ELS).

Combinação 1: $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

Combinação 2: $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Combinação 3: $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$ (sem considerar a contribuição geométrica da laje)

(Combinação de estado em vazio → ações permanentes)

Combinação 4: $g_1 + g_2 + P_\infty$

(Combinação de estado em vazio → ações permanentes)

Combinação 5: $g_1 + g_2 + 0,4 \cdot \varphi \cdot q + P_\infty$

(Combinação quase-permanente)

Combinação 6: $g_1 + g_2 + 0,6 \cdot \varphi \cdot q + P_\infty$

(Combinação freqüente)

Combinação 7: $g_1 + g_2 + \varphi \cdot q + P_\infty$

(Combinação rara)

O coeficiente dinâmico ϕ é calculado através da fórmula:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$$

Estado Limite Ultimo (ELU).

$$M_d = \gamma_g \cdot (M_{g1} + M_{g2}) + \gamma_q \cdot M_{q1k} + \gamma_{q,jk} \cdot \psi_{0j} \cdot \sum M_{q,jk}$$

VERIFICAÇÃO DA LONGARINA PARA O VÃO DE 20m.

Da análise do modelo emerge da viga mais solicitada, os esforços solicitantes devido às cargas permanentes de segunda fase e as móveis a seguir:

Peso próprio longarina + transversina:

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	DEAD	-79.92	0.76	-4.33
91	DEAD	-72.25	3.41	67.41
183	DEAD	-64.77	3.82	128.78
274	DEAD	-57.27	-3.59	183.13
365	DEAD	-49.73	-3.33	230.96
457	DEAD	-42.16	-2.91	271.90
548	DEAD	-34.55	-2.46	305.93
639	DEAD	-26.92	-1.99	333.11
730	DEAD	-19.27	-1.53	353.46
1027	DEAD	3.74	-0.15	373.62

Peso próprio da laje:

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	PPlaje	-117.60	-1.51	-2.37
91	PPlaje	-117.60	0.52	107.88
183	PPlaje	-106.17	0.72	205.13
274	PPlaje	-94.64	0.35	291.78
365	PPlaje	-82.99	0.01	367.86
457	PPlaje	-71.26	-0.25	433.28
548	PPlaje	-59.46	-0.36	487.95
639	PPlaje	-47.62	-0.38	531.79
730	PPlaje	-35.74	-0.32	564.72
1027	PPlaje	0.02	-0.09	597.66

Permanentes de segunda fase: Pavimentação + Guarda-rodas.

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	Pav+GR+	-118.51	-23.12	-7.46
91	Pav+GR+	-118.51	20.61	104.16
183	Pav+GR+	-106.31	6.70	199.87
274	Pav+GR+	-94.22	9.89	283.12
365	Pav+GR+	-82.27	10.62	355.28
457	Pav+GR+	-70.40	-10.37	416.60
548	Pav+GR+	-58.58	-9.88	466.98
639	Pav+GR+	-46.78	-8.55	506.77
730	Pav+GR+	-35.01	-6.75	536.27
1027	Pav+GR+	0.24	-0.12	564.96

Carga móvel (Moving load)

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	ML	233.07	28.01	17.33
91	ML	218.18	32.90	215.74
183	ML	203.35	37.23	406.95
274	ML	188.70	43.15	574.73
365	ML	174.20	43.42	719.50
457	ML	159.90	41.35	841.35
548	ML	145.82	38.25	940.53
639	ML	132.00	34.71	1018.66
730	ML	118.45	31.05	1085.78
1027	ML	92.36	23.16	1152.73

Observação: Os eixos indicados referem-se a um sistema de coordenadas que tem origem na extremidade da viga, assim como o programa de verificação da longarina.

A disposição das cordoalhas na longarina são indicadas na tabela seguinte:

Cordoalha		Área cordoalha = 1,39 cm²	
Ø 15,2mm		Coef. homog. n= 7.1	
fila	n°	Area [cm ²]	d [cm]
1	8	11,12	6
2	6	8,34	10
3	2	2,78	132
4	2	2,78	136
34			

VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.

A verificação baseia-se, no que se refere às características mecânicas dos materiais e aos procedimentos de cálculo, nas normas técnicas vigentes (ver capítulo 2 “Normas de referência”) considerando todas as suas indicações e limitações.

No que concerne as características estáticas e geométricas das seções reagentes, é prevista a possibilidade de que a estrutura a ser verificada seja realizada em duas diferentes fases de concretagem: a primeira geralmente coincide com a pré-fabricação em fábrica e a segunda, com a sucessiva concretagem integrativa (laje) realizada na obra.

As características de resistência da concreto empregado nas duas fases podem ser diferentes, nesse caso usa-se um coeficiente de homogenização para a concretagem em segunda fase, equivalente à razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

No caso em estudo, as larguras de concretagem colaborante coincidem com a distância entre os eixos das longarinas; o coeficiente de homogenização entre os concretos é 0,87.

As armaduras de precompressão têm coeficiente de homogenização n igual a 7,67.

No que se refere às solicitações, e consequentemente o estado tensional, são previstas 6 diferentes fases que visam definir o estado de solicitação do elemento estrutural ao longo da sua vida útil:

I – Transporte;

II – Estocagem;

III – Primeira fase da concretagem da laje, onde age na estrutura o peso da laje mas não se considera a seção colaborante. Nessa fase são consideradas as perdas imediatas de protensão;

IV – Segunda fase de concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;

V – Inclusão das cargas permanentes de segunda fase;

VI – inclusão das cargas móveis, considerando combinação quase-permanente, frequente e rara.

Propriedades geométricas das vigas homogenizadas nas diferentes seções de verificação considerando a contribuição geométrica da armadura de pré-compressão:

Geometria viga sozinha, para verificação em primeira fase (na fábrica)

Seção.	Ap (cm ³)	Ach (cm ²)	ep	Ix-x h (cm ⁴)	Whi (cm ³)	Whs (cm ³)	d (cm)
0.00m	19.46	3469.63	20.80	8522539	132097	-112907	96
0.91m	19.46	3469.63	20.80	8522539	132097	-112907	96
1.83m	19.46	3469.63	20.80	8522539	132097	-112907	96
2.74m	19.46	3469.63	20.80	8522539	132097	-112907	96
3.65m	22.24	3484.86	25.61	8522188	131898	-113044	101
4.57m	25.02	3500.09	28.90	8521969	131753	-113145	104
5.48m	25.02	3500.09	28.90	8521969	131753	-113145	104
6.39m	25.02	3500.09	28.90	8521969	131753	-113145	104
7.30m	25.02	3500.09	28.90	8521969	131753	-113145	104
10.27m	25.02	3500.09	28.90	8521969	131753	-113145	104

Geometria da viga + laje, para verificações de segunda fase (em exercício)

Seção	Ap (cm ³)	Ach (cm ²)	ep	Ix-x h (cm ⁴)	Whi (cm ³)	Whs (cm ³)	d (cm)
0.00m	19.46	7546.43	68.02	22314970	199717	-443928	118
0.91m	19.46	7546.43	68.02	22314970	199717	-443928	118
1.83m	19.46	7546.43	68.02	22314970	199717	-443928	118
2.74m	19.46	7546.43	68.02	22314970	199717	-443928	118
3.65m	22.24	7558.88	72.81	22314420	199583	-444558	123
4.57m	25.02	7571.32	76.08	22314075	199487	-445011	126
5.48m	25.02	7571.32	76.08	22314075	199487	-445011	126
6.39m	25.02	7571.32	76.08	22314075	199487	-445011	126
7.30m	25.02	7571.32	76.08	22314075	199487	-445011	126
10.27m	25.02	7571.32	76.08	22314075	199487	-445011	126

Cálculo das perdas:

Perdas de primeira fase (viga na fábrica)

Seção	Acom. Anco- ragem	Def. imediata	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (primeira fase)
				borda super.	borda infer.	
0.00m	2.33%	0.83%	2.29%	2.28%	3.10%	8.55%
0.91m	2.33%	0.83%	2.29%	2.33%	3.06%	8.51%
1.83m	2.33%	0.83%	2.29%	2.37%	3.02%	8.47%
2.74m	2.33%	0.83%	2.29%	2.41%	2.99%	8.44%
3.65m	2.33%	0.89%	2.29%	2.31%	3.01%	8.52%
4.57m	2.33%	0.94%	2.29%	2.25%	3.00%	8.56%
5.48m	2.33%	0.94%	2.29%	2.27%	2.98%	8.54%
6.39m	2.33%	0.94%	2.29%	2.29%	2.96%	8.52%
7.30m	2.33%	0.94%	2.29%	2.31%	2.95%	8.51%
10.27m	2.33%	0.94%	2.29%	2.33%	2.93%	8.49%

Perdas de segunda fase (viga em exercício)

Seção	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (segunda fase)
		borda super.	borda infer.	
0.00m	5.20%	7.07%	7.72%	12.92%
0.91m	5.20%	7.11%	7.69%	12.89%
1.83m	5.20%	7.15%	7.65%	12.85%
2.74m	5.20%	7.18%	7.62%	12.82%
3.65m	5.20%	7.06%	7.59%	12.79%
4.57m	5.20%	6.95%	7.54%	12.74%
5.48m	5.20%	6.97%	7.52%	12.72%
6.39m	5.20%	6.99%	7.50%	12.70%
7.30m	5.20%	7.00%	7.49%	12.69%
10.27m	5.20%	7.02%	7.47%	12.67%

Verificação das seções no E.L.S:

Nas tabelas seguintes, a primeira coluna indica a seção analisada, σ_s e σ_i (em kN/cm²) representam respectivamente as tensões na borda superior e inferior da viga pré-fabricada. As tensões máximas admissíveis para cada caso estão indicadas acima das tabelas:

Combinação 1: $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

$\sigma_{c,lim} = -0,7 f_{ck} = -0,7 \times 25 = -17,50 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tk} = 1,2 \times 1,35 = 1,62 \text{ MPa} = 0,162 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
0.91m	-0.317	-1.085
1.83m	-0.366	-1.044
2.74m	-0.409	-1.007
3.65m	-0.359	-1.237
4.57m	-0.315	-1.460
5.48m	-0.344	-1.436
6.39m	-0.368	-1.416
7.30m	-0.386	-1.400
10.27m	-0.412	-1.378

Combinação 2: $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
0.91m	-0.330	-1.073
1.83m	-0.391	-1.022
2.74m	-0.446	-0.976
3.65m	-0.405	-1.198
4.57m	-0.370	-1.413
5.48m	-0.405	-1.383
6.39m	-0.435	-1.358
7.30m	-0.458	-1.338
10.27m	-0.491	-1.310

Combinação 3: $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$ (sem considerar a contribuição geométrica da laje)

(Combinação de estado em vazio → ações permanentes)

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
0.91m	-0.424	-0.993
1.83m	-0.570	-0.869
2.74m	-0.701	-0.758
3.65m	-0.727	-0.921
4.57m	-0.751	-1.086
5.48m	-0.837	-1.012
6.39m	-0.908	-0.952
7.30m	-0.964	-0.904
10.27m	-1.043	-0.837

Combinação 4: g_1 + peso da laje + P_{∞} (considerando a contribuição geométrica da laje)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20 \text{ MPa} = -2,00 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 0$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
0.91m	-0.001	-0.807
1.83m	-0.038	-0.726
2.74m	-0.072	-0.653
3.65m	-0.072	-0.768
4.57m	-0.070	-0.887
5.48m	-0.092	-0.839
6.39m	-0.110	-0.800
7.30m	-0.124	-0.768
10.27m	-0.144	-0.725

Combinação 5: g_1 + g_2 + P_{∞}

(Combinação incluindo cargas permanentes de segunda fase)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20 \text{ MPa} = -2,0 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 0$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	-0.004
0.91m	-0.025	-0.755
1.83m	-0.083	-0.626
2.74m	-0.135	-0.511
3.65m	-0.152	-0.590
4.57m	-0.164	-0.678
5.48m	-0.197	-0.605
6.39m	-0.224	-0.546
7.30m	-0.245	-0.500
10.27m	-0.271	-0.441

Combinação 6: $g_1 + g_2 + 0,4q + P_{\infty}$

(Combinação quase-permanente)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20,0 \text{ MPa} = -2,0 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 0$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
0.91m	-0.050	-0.699
1.83m	-0.131	-0.520
2.74m	-0.203	-0.361
3.65m	-0.236	-0.402
4.57m	-0.262	-0.458
5.48m	-0.307	-0.359
6.39m	-0.343	-0.279
7.30m	-0.372	-0.216
10.27m	-0.406	-0.140

Combinação 7: $g_1 + g_2 + 0,6q + P_{\infty}$

(Combinação freqüente)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20,0 \text{ MPa} = -2,0 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tk} = 1,2 \times 3,1 = 3,72 \text{ MPa} = 0,372 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.000	0.000	0.000
-0.052	-0.063	-0.670
-0.135	-0.155	-0.466
-0.208	-0.237	-0.286
-0.242	-0.278	-0.308
-0.270	-0.312	-0.348
-0.316	-0.362	-0.236
-0.353	-0.403	-0.146
-0.383	-0.436	-0.074
-0.418	-0.474	0.011

O coeficiente dinâmico φ é calculado através da fórmula:

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$\varphi = 1,6291$ para as seções distantes até 5m dos apoios

$\varphi = 1,3033$ para as demais seções.

Verificação no E.L.U da seção no meio do vão sob ação de carregamentos combinados:

Título: Longarina20m

N° Vertici: 16 **Zoom** **N° barre:** 0 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-30	0
2	30	0
3	30	15
4	7	22
5	7	123
6	30	133

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N° **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
CA50 **C40/50**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi: 4 **Zoom**

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	σ_{se} [MPa]
1	11.12	0	6	110
2	8.34	0	10	110
3	2.78	0	136	110
4	2.78	0	132	110

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**

☒ Precompresso

Tipo cavo
 ϵ_{su} ‰
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c ‰
 ϵ_{syd} ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} ‰ compressa predef.

O momento último atuante ($M_{Sd}=3663\text{kN.m}$) é menor que o resistente ($M_{Rd} = 4161,0\text{kN.m}$), portanto a longarina está verificada.

Verificação ao esforço cortante na longarina

Cortante e momento torção de projeto:

Seção	Vsdg (kN)	Vsdq (kN)	Tsdg (kN.m)	Tsdq (kN.m)
0.00m	-453.15	349.61	-35.69	21.01
0.91m	-442.78	349.48	36.22	24.67
1.83m	-398.69	327.21	16.19	27.92
2.74m	-354.62	305.13	10.47	32.36
3.65m	-310.62	283.20	11.45	32.56
4.57m	-266.61	261.47	-19.82	31.01
5.48m	-222.58	240.00	-18.62	28.69
6.39m	-178.53	218.85	-16.03	26.03
7.30m	-134.47	198.05	-12.63	23.29
10.27m	0.38	138.58	-0.52	17.37

Verificação das seções:

Parâmetros da seção resistente:

Seção	Area cortante (cm²)	Ø estribo (mm)	S (cm)	Asw (cm²)	d (cm)	he (cm)	Ae (cm²)	ue (cm)
0.00	1656.00	10.00	5.00	1.57	118.29	14.00	1656.0	264.57
0.91	1656.00	10.00	10.00	1.57	118.29	14.00	1656.0	264.57
1.83	1656.00	10.00	10.00	1.57	118.29	14.00	1656.0	264.57
2.74	1656.00	10.00	10.00	1.57	118.29	14.00	1656.0	264.57
3.65	1722.00	10.00	20.00	1.57	123.00	14.00	1722.0	274.00
4.57	1767.11	10.00	20.00	1.57	126.22	14.00	1767.1	280.44
5.48	1767.11	10.00	20.00	1.57	126.22	14.00	1767.1	280.44
6.39	1767.11	10.00	20.00	1.57	126.22	14.00	1767.1	280.44
7.30	1767.11	10.00	20.00	1.57	126.22	14.00	1767.1	280.44
10.27	1767.11	10.00	20.00	1.57	126.22	14.00	1767.1	280.44

Verificação da armadura necessária para absorver o esforço cortante:

Seção	VRd2 (kN)	Vc0 (kN)	Mo (kN.m)	Msd,max (kN.m)	Vc (kN)	Vsw (kN)	VRd3 (kN)	Vsd (kN)
0.00	1073.09	174.32	1480.68	11.61	348.64	1454.11	1802.75	802.76
0.91	1073.09	174.32	1482.14	727.26	348.64	727.05	1075.69	792.27
1.83	1073.09	174.32	1483.46	1381.19	348.64	727.05	1075.69	725.89
2.74	1073.09	174.32	1484.65	1957.57	306.52	727.05	1033.58	659.76
3.65	1115.86	181.27	1815.08	2459.03	315.06	378.02	693.08	593.82
4.57	1145.09	186.01	2134.03	2886.00	323.56	387.92	711.48	528.08
5.48	1145.09	186.01	2135.13	3238.60	308.65	387.92	696.57	462.58
6.39	1145.09	186.01	2136.04	3519.63	298.91	387.92	686.82	397.38
7.30	1145.09	186.01	2136.76	3744.53	292.16	387.92	680.08	332.52
10.27	1145.09	186.01	2137.78	3982.52	285.86	387.92	673.78	138.96

Verificação da armadura necessária para absorver a torção:

Seção	TRd2 (kN.m)	TRd3 (kN.m)	TRd4 (kN.m)	TSd (kN.m)	Vsd/Vrd2+ Tsd/Trd2
0.00	278.21	452.39	96.70	-14.68	0.70
0.91	278.21	226.19	96.70	60.89	0.96
1.83	278.21	226.19	96.70	44.11	0.84
2.74	278.21	226.19	96.70	42.83	0.77
3.65	289.30	117.60	97.09	44.01	0.68
4.57	296.87	120.69	97.34	11.19	0.50
5.48	296.87	120.69	97.34	10.06	0.44
6.39	296.87	120.69	97.34	10.00	0.38
7.30	296.87	120.69	97.34	10.66	0.33
10.27	296.87	120.69	97.34	16.86	0.18

Os esforços solicitantes são menores que os resistentes, portanto o elemento foi verificado.

Verificação do ELU de Fadiga.

Fadiga

Materiais (MPa)		Mom. Solicitante (kN.m/m)		Mom. Solicitante (kN.m/m)	
f_{ck} =	40	Comb.Freq.(+)=	576.37	Comb.Freq.(-)=	-19.935
E_{cs} =	30105	Cálculo da linha neutra no estágio II puro		Cálculo da linha neutra no estágio II puro	
f_{yk} =	1710	a=	0.070	a=	0.07
E_s =	195000	b=	0.460	b=	0.460
α_e =	6.48	c=	-0.074	c=	-0.074
Seção (m)		Δ =	0.232	Δ =	0.232
h=	1.62	X_{II} (m)=	0.157	X_{II} (m)=	0.157
bw=	0.140	$I_{x,II}$ =	0.03713m4	$I_{x,II}$ =	0.03713m4
d_{sup} =	0.05	Deformações (‰)		Deformações (‰)	
d_{inf} =	1.52	ϵ_{sc} =	-0.0809	ϵ_{sc} =	0.0028
hf=	0.220	$\epsilon_{s, sup}$ =	0.0551	$\epsilon_{s, sup}$ =	-0.0019
bf=	2.150	$\epsilon_{s, inf}$ =	0.7029	$\epsilon_{s, inf}$ =	-0.0243
Arm. Adotada (cm²/m)		Tensões (MPa)		Tensões (MPa)	
$A_{s, sup}$ =	1.97	σ_c =	-2.43	σ_c =	0.08
		$\sigma_{s, sup}$ =	10.74	$\sigma_{s, sup}$ =	-0.37
$A_{s, inf}$ =	25.54	$\sigma_{s, inf}$ =	137.07	$\sigma_{s, inf}$ =	-4.74
Flutuação da tensão (MPa)		Flutuação limite (MPa)		Verificação da flutuação	
$\Delta\sigma_{s, sup}$ =	11.12	$\Delta\sigma_{s, lim sup}$ =	150	$\Delta\sigma_{s, sup}$ =	OK
$\Delta\sigma_{s, inf}$ =	141.82	$\Delta\sigma_{s, lim inf}$ =	150	$\Delta\sigma_{s, inf}$ =	OK

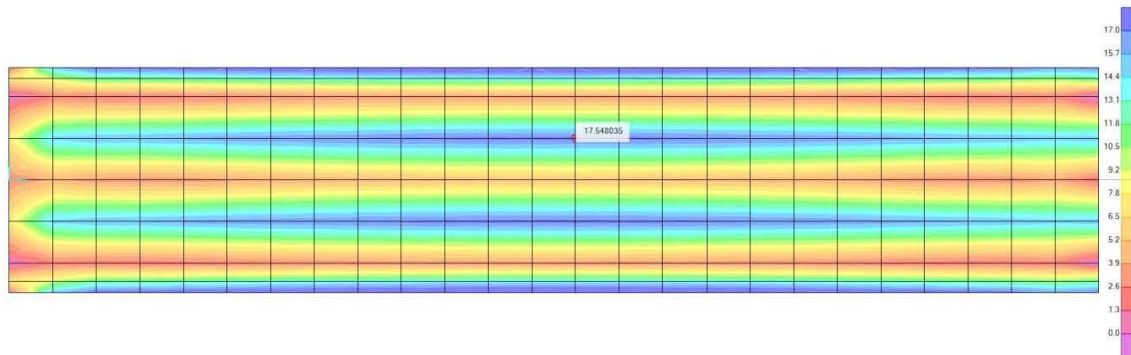
LAJE

O valor dos esforços máximos, bem como o dimensionamento da laje, estão descritos a seguir:

EFEITOS GLOBAIS

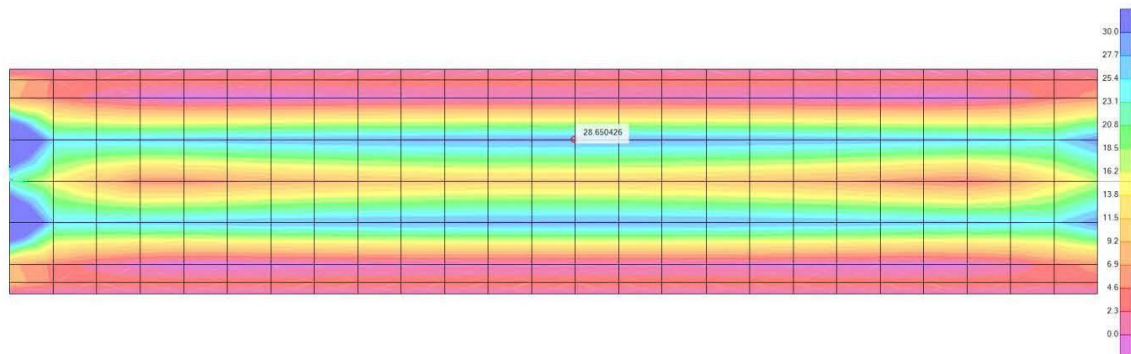
Devido ao comportamento global do tabuleiro, o momento longitudinal máximo de cálculo (M11), no meio do vão, é igual a 17,54kN.m/m, conforme envoltória a seguir:

Envoltória de momentos positivos:

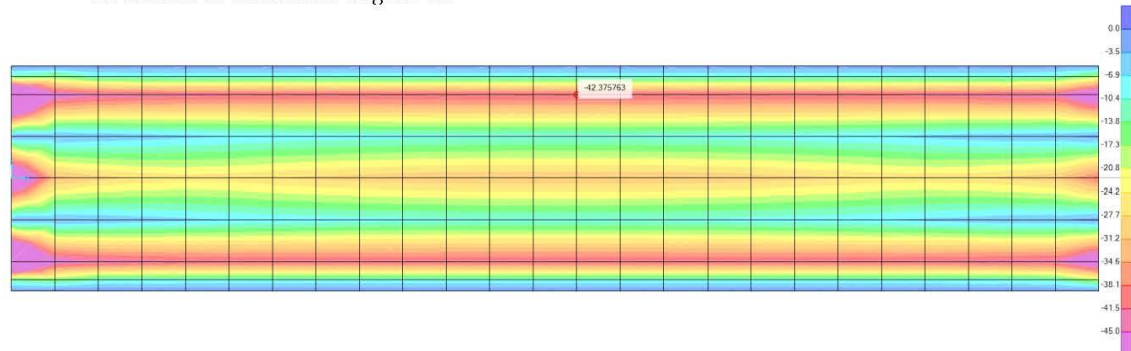


O momento máximo transversal máximo (M22), por sua vez, vale 28,65kN.m enquanto o mínimo transversal vale -42,37kN.m/m.

Envoltória de momentos positivos:



Envoltória de momentos negativos:



DIMENSIONAMENTO DA LAJE

VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ULTIMO PARA FLEXÃO

Cálculo do Momento Resistente:

	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	f_{yd} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)	x (cm)	x_{23} (cm)	x_{34} (cm)	M_{Rd} (kN.m)
$M_{máx}$	100	22	16	8.59cm ²	435	30	2.56	4.15	10.05	55.93
$M_{mín}$	100	22	19	5.50cm ²	435	30	1.64	4.93	11.94	-43.85

d' positivo = 6cm.

d' negativo = 3cm.

Perto dos apoios, predomina o efeito local, a medida que nos aproximamos do meio do vão, o efeito global se manifesta como principal.

A laje será armada uniformemente ao longo do comprimento, portanto, o momento solici-
tante **transversal** máximo é o maior entre o oriundo dos efeitos locais e globais nesta direção, resulta
portanto igual a:

$$M_{22mín} = -42,37\text{kN.m/m} < M_{rd} = -43,85\text{kN.m/m}, \text{ para } \varnothing 10 \text{ a cada } 15\text{cm.}$$

$$M_{22máx} = 28,65\text{kN.m/m} < M_{rd} = 55.93\text{kN.m/m}, \text{ para } \varnothing 12.5 \text{ a cada } 15\text{cm.}$$

Na direção **longitudinal**, predomina o efeito global (que considera os esforços oriundos da deformação da estrutura em serviço). O valor máximo observado foi:

$$M_{11máx} = 17,54\text{kN.m/m} < M_{resistente} = 22,07\text{kN.m/m}, \text{ para } \varnothing 10 \text{ a cada } 20\text{cm}$$

Verificação do ELU de Fadiga e do ELS de fissuração.

Fadiga

Materiais (MPa)	
f_{ck}	30
E_{cs}	26072
f_{yk}	500
E_s	210000
α_e	8.05
Seção (m)	
h	0.22
b_w	1.000
d_{sup}	0.03
d_{inf}	0.17
Arm. Adotada (cm ² /m)	
$7 \varnothing 10.0$	
$A_{s,sup}$	5.50
$7 \varnothing 12.5$	
$A_{s,inf}$	8.59
Flutuação da tensão (MPa)	
$\Delta\sigma_{s,sup}$	12.13
$\Delta\sigma_{s,inf}$	139.78

Mom. Solicitante (kN.m/m)	
Comb.Freq.(-)=	-10.29
Cálculo da linha neutra no estágio II puro	
a	0.500
b	0.011
c	-0.001
Δ	0.003
X_{II} (m)	0.041
$I_{x,II0}$	0.00014m ⁴
Deformações (‰)	
ξ_c	-0.117
ξ_{sup}	-0.032
ξ_{inf}	-0.367
Tensões (MPa)	
σ_c	-3.06
$\sigma_{s,sup}$	-6.69
$\sigma_{s,inf}$	-77.04
Flutuação limite (MPa)	
$\Delta\sigma_{s,lim sup}$	190
$\Delta\sigma_{s,lim inf}$	190

Mom. Solicitante (kN.m/m)	
Comb.Freq.(+)=	8.38
Cálculo da linha neutra no estágio II puro	
a	0.5
b	0.011
c	-0.001
Δ	0.003
X_{II} (m)	0.041
$I_{x,II0}$	0.00014m ⁴
Deformações (‰)	
ξ_c	-0.096
ξ_{sup}	0.026
ξ_{inf}	0.299
Tensões (MPa)	
σ_c	-2.49
$\sigma_{s,sup}$	5.45
$\sigma_{s,inf}$	62.74
Verificação da flutuação	
$\Delta\sigma_{s,sup}$	OK
$\Delta\sigma_{s,inf}$	OK

Fissuração

Parâmetros de cálculo	
ϕ (mm)	12.5
espaç	15
σ (MPa)	62.74
E_{si} (GPa)	210000
f_{ck} (MPa)	30
f_{ctm} (MPa)	2.90
A_{cti} (cm ²)	185.6
ρ_{cti}	0.0066
η_1	2.25
Cálc. Abertura de fissura	
w_1 (mm)	0.01
w_2 (mm)	0.09
w_{lim} (mm)	0.30
Verif. $w < w_{lim}$	OK

REAÇÕES DE APOIO PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

Foi previsto um apoio por extremidade de longarina.

Para efeito de dimensionamento, serão calculadas as reações máximas, e com estes valores serão dimensionados os aparelhos de apoio, considerados iguais para todo viaduto.

REAÇÕES DE APOIO DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES

<i>Permanentes verticais</i>	(kN/apoio)
PP longarina	105.09
PPtransversina	23.13
PPlaje	140.77
Pppavimentação	72.99
Ppguarda-rodas	25.55
Ppguarda-corpo	0.00
PPalas	35.03
PPlaje_aprox.	45.75
Total:	448.30kN/apoio

REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL

As reações verticais foram determinadas através da análise do modelo de elementos finitos; as cargas móveis consideradas são as previstas pela NBR 7188 - 1982.

Considerando que todos os aparelhos de apoio serão iguais, posicionou-se o veículo a fim de determinar a maior reação possível e a partir desse valor dimensioná-lo.

Reações verticais máximas (em kN)

viga n.º	Reação total	Reação máxima
1	343.03	343.03
2	245.74	245.74
3	148.44	182.90

VARIAÇÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO

Para fins de determinação da variação dimensional do tabuleiro, fez-se referência a um gradiente térmico uniforme de 20°C. Tratando-se de uma estrutura isostática, com apoios simples, a variação máxima do comprimento pode ser calculada como:

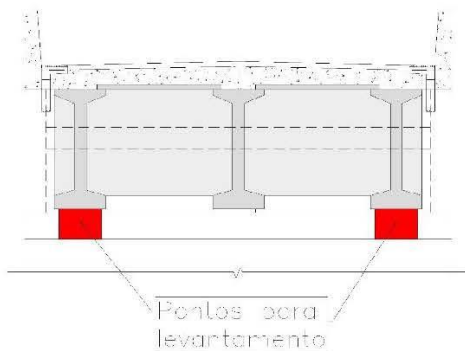
$$\Delta L = \alpha L \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 25 \times 20 = 0,5 \text{ cm}$$

DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO

Carga permanente	448.30 kN	largura do aparelho // eixo long. obra:	400 mm	espessura da chapa externa	3 mm
Carga accidental	343.03 kN	comprimento do aparelho:	250 mm	espessura da chapa interna	3 mm
Fator majoração cargas vivas	1.50	espessura camada de elastômero: ti	10 mm	cobrimento vertical	3 mm
Rotação long. permanente	4.36E-04 rad	altura total elastômero = n. ti	30 mm	cobrimento horizontal	4 mm
Rotação long. accidental	3.72E-04 rad	G	0.9 MPa	n° de aparelhos para uso/vão	14 unidades
Horizontal long. permanente	0.00 kN	f _{yk}	210 MPa	n° de aparelhos p/ ensaio	1 unidades
Horizontal long. accidental	32.76 kN	atrito: concreto (6) ou demais (2)	6 fator		
Deslocamento long. permanente	5.00 mm				
Deslocamento long. accidental	0.00 mm				
Deslocamento total permanente	5.0 mm			Fator de forma ti	7.48
Deslocamento total accidental	6.6 mm			Fator de forma cobrimento	17.81
Tensão normal considerando área total do aparelho	7.91 MPa			H total	48.0 mm
Tensão normal com área reduzida	8.60 MPa			σ _{adm} em área reduzida	12.5 MPa
Tensão normal permanente com área reduzida	4.79 MPa			σ _{adm} em área reduzida	3 MPa
T _{min} - deslizamento - cargas permanentes	4.5 mm			Volume Unitário	4.800 dm3
T _{min} - deslizamento - cargas totais	12.1 mm			Volume Total para Compra	72.000 dm3
T _{min} - limitação deslocamento horizontal	16.5 mm				
T _{máx} para estabilidade	126.39 mm			VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE	
Soma das deflexões das camadas internas	2.5152 mm			Soma deflexões cam.internas	1.0295 mm
Soma das deflexões das camadas de cobrimento	0.0601 mm			Soma deflexões cam. cobrim.	0.0397 mm
Deflexão total	2.5753 mm			Deflexão total	1.0691 mm
Rotação admissível pela análise da estabilidade	1.97E-02 rad			Rot.adm. por estabilidade (K=1)	1.60E-02 rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento	1.92E-02 rad			Idem, sem cam. cobrimento (K=1)	1.54E-02 rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5	8.18E-03 rad			Rot. adm. permanente	9.01E-03 rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais	2.33				
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais	0.32				
Deformação de cisalhamento devida às rotações	0.25				
Deformações totais por cisalhamento no elastômero	2.91				
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento	1.79				
Espessura mínima para a chapa interna de aço	1.06 mm				

TRANSVERSINAS

Para o cálculo das transversinas foi considerada a hipótese de levantamento do tabuleiro em 3 pontos simultâneos posicionados conforme a figura abaixo:



O carregamentos permanentes atuantes estão indicados no modelo a seguir:

Permanentes verticais	(kN/apoio)
PP longarina	105.09
PPtransversina	23.13
PPlaje	140.77
Pppavimentação	72.99
Ppguarda-rodas	25.55
Total:	367.52kN/apoio

Resultando nos seguintes esforços:

Diagrama de Momento Fletor:

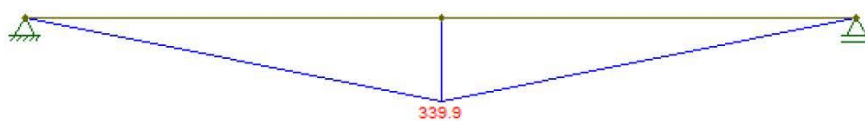
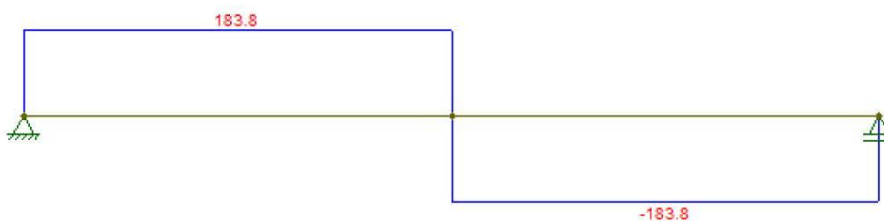


Diagrama de esforços cortantes:



Dimensionamento das transversinas

Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento foram:

$M_d = 339,9 \times 1,4 = 474,6 \text{ kN.m}$ (momento máximo positivo)

$V_d = 183,8 \times 1,4 = 257,32 \text{ kN}$ (esforço cortante máximo)

A transversina tem largura $b=40\text{cm}$ e altura $h=120+22\text{cm}=142\text{cm}$.

Verificação à flexão:

Título: i140 L=25m b=5m

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	142

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19.63	132
2	12.57	10

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 **0** kN
M xEd 474.6 **0** kNm
M yEd 0 **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
CA50 **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 378.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.892 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 260 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 933.4 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 378.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 33.7 ‰
d 132 cm
x 12.42 x/d 0.0941
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Adotou-se 4Ø20 para armadura negativa (12,57cm²) e 4Ø25 para armadura positiva (19,63cm²). O momento atuante (MSd=474,6kN.m) é menor que o resistente (MRd = 933,4kN.m), portanto o elemento resiste.

Verificação ao cortante:

Características geométricas:

$$\begin{aligned} b_w &= 40\text{cm} \\ d &= 137\text{cm} \\ A_{sw} &= 1.57\text{cm}^2 \\ s &= 25\text{cm} \end{aligned}$$

Esforços solicitantes:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 183.80\text{kN} \leq 547.67\text{kN} \\ T_{sd} &= 0.00\text{kN.m} \leq 170.46\text{kN} \end{aligned}$$

resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$VRd2 = 2377.93\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$VRd3 = 547.67\text{kN}$$

Resistência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\theta$$

$$TRd2 = 277.85\text{kN.m}$$

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g \theta$$

$$TRd3 = 3026.62\text{kN.m}$$

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{se} / u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan \theta$$

$$TRd4 = 170.46\text{kN.m}$$

COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

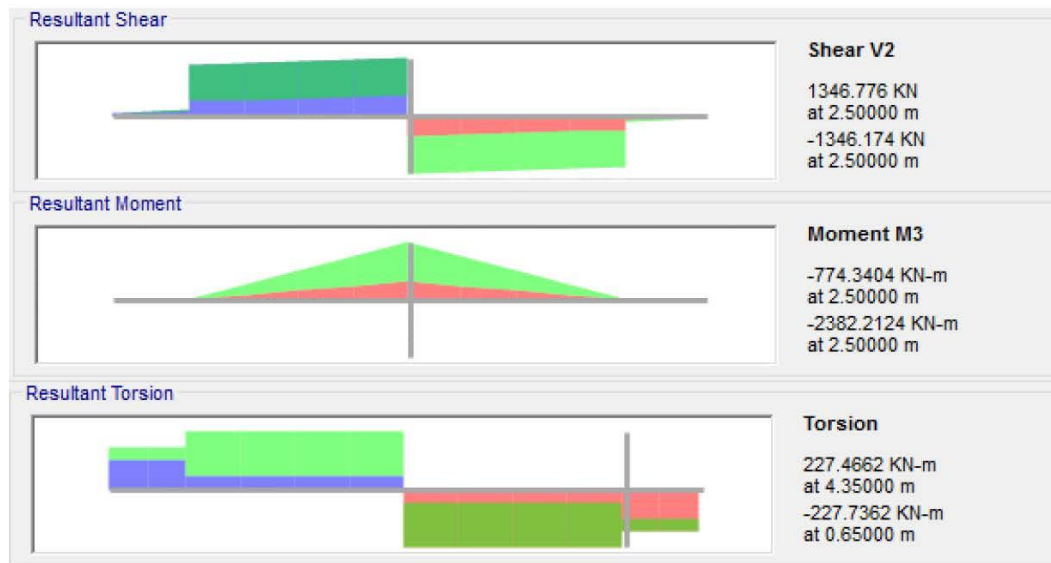
$$0.0773 \leq 1.0000$$

MESOESTRUTURA

Travessas dos encontros

Esforços de cálculo:

Os valores de cálculo usados para o dimensionamento das armaduras (resultado da combinação mais desfavorável) foram os seguintes:



	máx	mín
Md =	0.00kN.m	-2382.21kN.m
Vd =	1346.78kN	
Td =	227.74kN.m	

Fazendo o arredondamento do diagrama, temos:

Largura do pilar: 140cm
 $\Delta M = R \times t / 8 = 269.36 \text{ kN.m}$
 $Md1 = Md - \Delta M = -2112.86 \text{ kN.m}$

Dimensionamento

Dimensionamento à flexão das travessas dos encontros

Em cada travessa, são necessárias 18 barras de $\varnothing 20\text{mm}$ ($56,55\text{cm}^2$) como armadura positiva e 18 barras de $\varnothing 20\text{mm}$ ($56,55\text{cm}^2$) como armadura negativa.

Título : TravessaEncontro L=30 B=5 (18Ø20+18Ø20)

N° Vertici 13 **Zoom** **N° barre** 2 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	160	0
3	172.5	70
4	172.5	89
5	147.5	90
6	147.5	120

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	56.55	80	5
2	56.55	80	115

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 kN
M xEd -2112.86 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali

CA50 **C25/30**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 378.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.892 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd -2,379 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 378.3 N/mm²
 ϵ_c 3.271 ‰
 ϵ_s 53.44 ‰
d 143.5 cm
x 6.632 x/d 0.04621
 δ 0.7

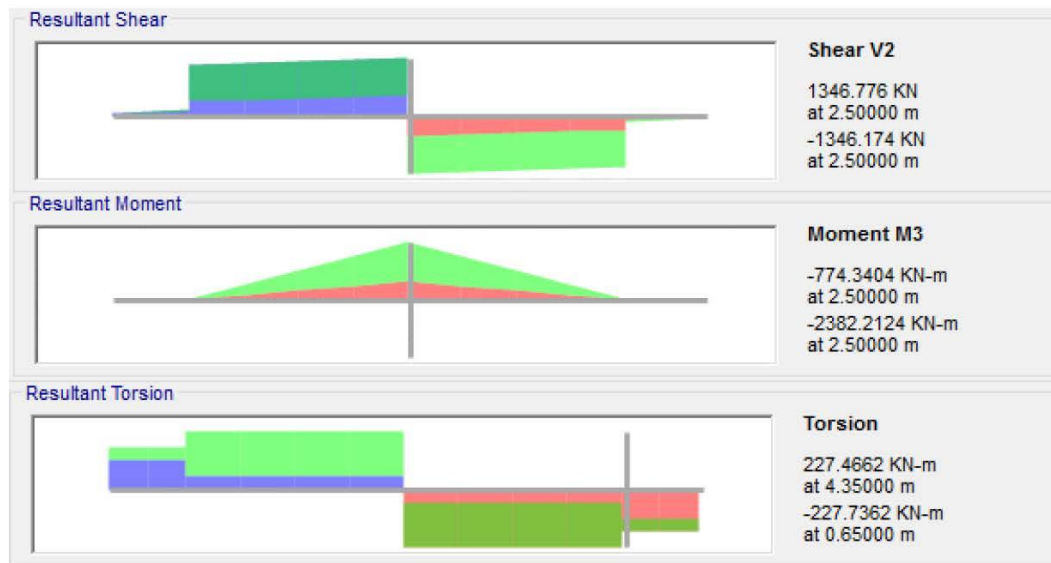
O momento negativo resistente ($M_{rd} = -2379\text{kN.m}$) é maior que o solicitante ($M_{sd} = -2112.86\text{kN.m}$). Portanto a seção está verificada.

MESOESTRUTURA

Travessas dos encontros

Esforços de cálculo:

Os valores de cálculo usados para o dimensionamento das armaduras (resultado da combinação mais desfavorável) foram os seguintes:



	máx	mín
Md =	0.00kN.m	-2382.21kN.m
Vd =	1346.78kN	
Td =	227.74kN.m	

Fazendo o arredondamento do diagrama, temos:

Largura do pilar:	140cm
$\Delta M = R \times t / 8 =$	269.36kN.m
$Md1 = Md - \Delta M =$	-2112.86kN.m

Dimensionamento

Dimensionamento à flexão das travessas dos encontros

Em cada travessa, são necessárias 18 barras de $\varnothing 20\text{mm}$ ($56,55\text{cm}^2$) como armadura positiva e 18 barras de $\varnothing 20\text{mm}$ ($56,55\text{cm}^2$) como armadura negativa.

Título :

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	160	0
3	172.5	70
4	172.5	89
5	147.5	90
6	147.5	120

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	56.55	80	5
2	56.55	80	115

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N **kN**
M **kNm**
M **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
CA50 **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M **kN m**
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o cm **Col. modello**

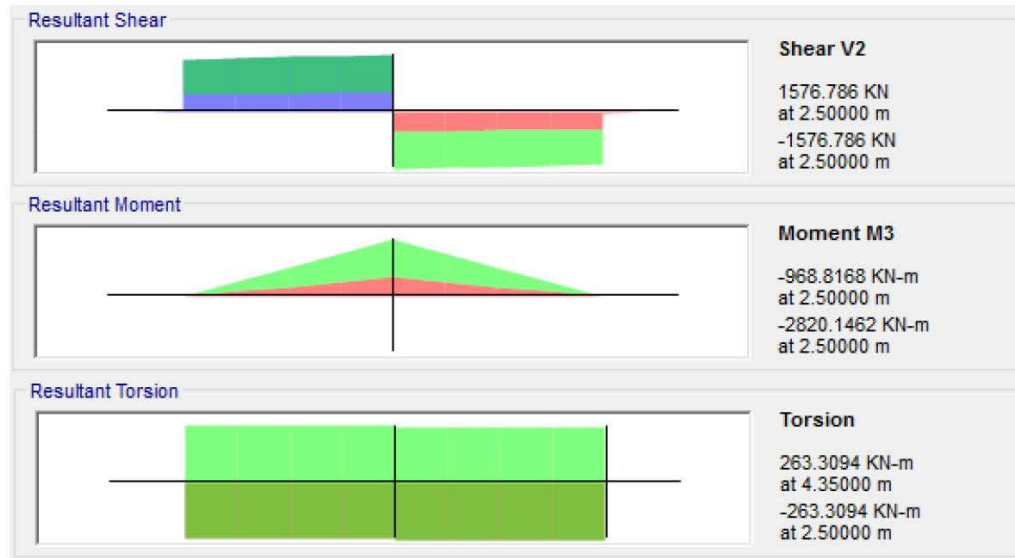
☐ Precompresso

O momento negativo resistente ($M_{rd} = -2379\text{kN.m}$) é maior que o solicitante ($M_{sd} = -2112.86\text{kN.m}$). Portanto a seção está verificada.

Travessas intermediárias

Esforços de cálculo:

Os valores de cálculo usados para o dimensionamento das armaduras (resultado da combinação mais desfavorável) foram os seguintes:



	máx	mín
Md =	0kN.m	-2820,15kN
Vd =	1576,79kN	
Td =	263,31kN.m	

Dimensionamento

Dimensionamento à flexão das travessas intermediárias

Em cada travessa, adotaram-se 20 barras de Ø20mm (62,83cm²) como armadura positiva e 22 barras de Ø20mm (69,12cm²) como armadura negativa.

Título : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-80	0
2	80	0
3	92.5	70
4	92.5	89
5	67.5	90
6	67.5	120

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	69.12	0	115
2	62.83	0	5

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ **cm** **Col. modello**

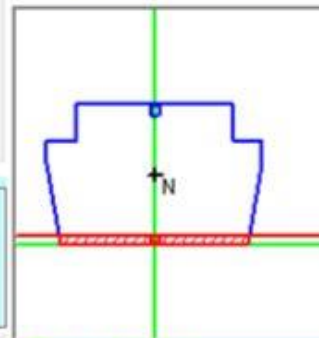
☐ **Precompresso**

Materiali

CA50	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 378.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.892 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ 260 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} **kN m**

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d **cm**
x **x/d**
 δ



O momento negativo resistente ($M_{rd} = -2903,0 \text{ kN.m}$) é maior que o solicitante ($M_{sd} = -2820,15 \text{ kN.m}$). Portanto a seção está verificada.

Dimensionamento ao cortante das travessas

Características geométricas:

$$\begin{aligned} b_w &= 160\text{cm} \\ d &= 115\text{cm} \\ A_{sw} &= 3.14\text{cm}^2 \\ s &= 19\text{cm} \end{aligned}$$

Esforços solicitantes:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1346.78\text{kN} \leq 1451.99\text{kN} \\ T_{sd} &= 227.74\text{kN.m} \leq 320.57\text{kN} \end{aligned}$$

resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$VRd2 = 7984.29\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$VRd3 = 1451.99\text{kN}$$

Resistência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\theta$$

$$TRd2 = 637.61\text{kN.m}$$

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{s0} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g \theta$$

$$TRd3 = 8429.60\text{kN.m}$$

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{se} / u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot tg \theta$$

$$TRd4 = 320.57\text{kN.m}$$

COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

$$0.5259 \leq 1.0000$$

Infraestrutura

Carregamentos

Cargas permanentes

a) Peso próprio da longarina

$$PP_{\text{viga}} = (0.3363 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 8.41 \text{ kN/m}$$

b) Peso da transversina:

$$PP_{\text{transversina}} = (0.925 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 23.13 \text{ kN/extremidade de viga}$$

c) Peso da laje:

$$PP_{\text{laje}} = 0.27 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

d) Peso da pavimentação:

$$PP_{\text{laje}} = 0.06 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 + 2 \text{ kN/m}^3 = 3.44 \text{ kN/m}^2$$

e) Peso do guarda rodas

$$PP_{\text{gr}} = (0.1225 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 3.06 \text{ kN/m}$$

f) Peso do guarda corpo

$$PP_{\text{gcorpo}} = 0 \text{ kN/m}$$

g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):

$$PP_{\text{trav. central}} = (0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 0 \text{ kN/m}$$

h) Peso próprio da travessa do encontro

$$PP_{\text{trav. encontro}} = (2.455207 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 61.38 \text{ kN/m}$$

i) Peso próprio das alas

$$PP_{\text{alas}} = 2.1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 52.54 \text{ kN/ala}$$

$$M_{\text{ala}} = 129.25 \text{ kN.m}$$

j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo

$$PP_{\text{laje aprox}} = (4 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3) / 2 = 30.5 \text{ kN/m}$$

k) Peso próprio do pilar

$$PP_{\text{pilar}} = 0 \times (1.4)^4 / 4 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0 \text{ kN/m}$$

Cargas variáveis

a) Frenagem

Veículo: T45

Carga multidão: $p=5\text{kN/m}^2$

Carga móvel do caminhão: $P=450\text{kN}$

Largura da pista: 4.6m

Comprimento da pista: 30.025m

$$F1 = 0.3 \times 450 = 135\text{kN} \quad (\text{adotado})$$

$$F2 = 0.05 \times 17.44 \times 4.6 \times 30.025 = 120.44\text{kN}$$

b) Força longitudinal devida às deformações lentas e variação térmica (Creep)

Considerou-se, de forma simplificada, que as cargas horizontais causadas por esses fenômenos sejam equivalentes a 3% do peso total da superestrutura:

$$F_{\text{long}} = 3\% \times 1309.11 = 39.27 \text{ kN/pilar}$$

c) Vento

S1=	1
categoria=	1
classe=	B
S3=	1.1
Coef. de força (Cf)=	1.4
Velocidade básica=	35.0m/s
z=	6m
S2=	1.05
Área de influência =	77.70m ²
Vk=	40.43m/s
qv=	1.40kN/m ²
Fvento =	108.97kN/pórtico

d) Correnteza

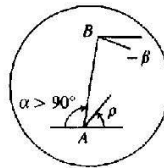
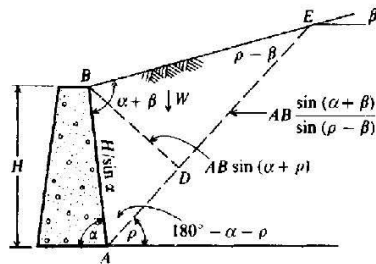
Seção do pilar =	circular
ângulo de incidência=	90°
Vmáx da água (Va)=	2.00m/s
k=	0.34
largura do pilar =	1.40m
$p = k \times V_a^2 =$	1.36kN/m ²
Fcorrent =	2.18kN/m

EMPUXO DE TERRA

Os esforços decorrentes do empuxo do aterro sobre o muro foram calculados utilizando o Método de Coulomb:

$$\text{Considerando } K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\text{O Empuxo ativo } Pa = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot ka$$



$$\begin{aligned} \text{Area} &= \frac{1}{2} \overline{BD} (\overline{AE}) \\ \overline{AE} &= AB \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \\ \overline{BD} &= AB \sin(\alpha + \rho) \\ AB &= \frac{H}{\sin \alpha} \end{aligned}$$

Empuxo													
Sobrecarga no topo do muro:													
Tamanho do segmento BE= 2.02m													
q= 5kN/m²													
N.A.= 4.00m		(profundidade do nível d'água)											
Soil	Depth.(m)	γ	γusado	φ	c,kPa	α	β	ρ	δ	Ka	Δp'₀,kPa	Wall pressure,qh,kPa	Water pressure,qw,kPa
1	0	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	5.00	1.67	0.00
	3.05-dz	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	59.90	19.97	0.00
2	3.05+dz	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	59.90	19.97	0.00
	3.50	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	68.00	22.67	0.00

Dimensionamento Geotécnico das Estacas

O tensão admissível foi calculada através do Método David Cabral.

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem: SM-01			Carga: 100 tf			Valores de β_1 e β_2					
SOLO			Coeficiente para Rocha			Solo					
Ø estaca = 41,0 cm			Atrito Lat. = 3,0 kgf/cm²			Areia					
Perímetro = 128,8 cm			Ponta = 30,0 kgf/cm²			Areia siltosa					
Área da ponta = 1320,3 cm²						Areia argilosa					
						Silte					
						Silte arenoso					
						Silte argiloso					
						Argila					
						Argila arenosa					
						Argila siltosa					
ROCHA			Coeficientes de Segurança								
Ø estaca = 30,5 cm			Lateral = 2,0								
Perímetro = 95,8 cm			Ponta = 2,0								
Área da ponta = 730,6 cm²											

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem: **SM-02**

Carga: **100** tf

Valores de β_1 e β_2

SOLO	
Ø estaca =	41,0 cm
Perímetro =	128,8 cm
Área da ponta =	1320,3 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	3,0 kgf/cm ²
Ponta =	30,0 kgf/cm ²

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

ROCHA	
Ø estaca =	30,5 cm
Perímetro =	95,8 cm
Área da ponta =	730,6 cm ²

Coeficientes de Segurança	
Lateral =	2,0
Ponta =	2,0

Prof. (m)	Material	N SPT	Pressão (kgf/cm ²)	β_0	β_1 (%)	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm ²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm ²)	PI (tf)	PI acum (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)
1	Areia	0	0	0,59	7,0	3,0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	25,8	66,0	45,9
3	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	51,5	66,0	58,8
4	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	80,3	21,9	51,1
5	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	109,0	21,9	65,5
6	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	137,8	21,9	79,8
7	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	166,5	21,9	94,2
8	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	195,2	21,9	108,6
9	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	224,0	21,9	123,0
10	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	252,7	21,9	137,3
11	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	281,5	21,9	151,7
12	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	310,2	21,9	166,1
13	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	339,0	21,9	180,4
14	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	367,7	21,9	194,8
15	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	396,5	21,9	209,2
16	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	425,2	21,9	223,6
17	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	454,0	21,9	237,9
18	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	482,7	21,9	252,3
19	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	511,5	21,9	266,7
20	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	540,2	21,9	281,1
21	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	568,9	21,9	295,4
22	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	597,7	21,9	309,8
23	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	626,4	21,9	324,2
24	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	655,2	21,9	338,5
25	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	683,9	21,9	352,9

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem: **SM-03**

Carga: **100** tf

Valores de β_1 e β_2

SOLO	
Ø estaca =	41,0 cm
Perímetro =	128,8 cm
Área da ponta =	1320,3 cm ²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	3,0 kgf/cm ²
Ponta =	30,0 kgf/cm ²

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

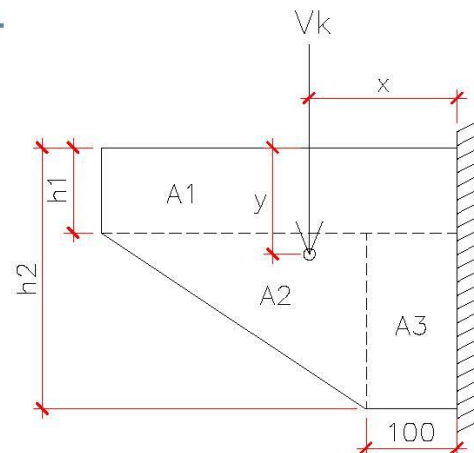
ROCHA	
Ø estaca =	30,5 cm
Perímetro =	95,8 cm
Área da ponta =	730,6 cm ²

Coeficientes de Segurança	
Lateral =	2,0
Ponta =	2,0

Prof. (m)	Material	N SPT	Pressão (kgf/cm ²)	β_0	β_1 (%)	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm ²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm ²)	PI (tf)	PI acum (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)
1	Argila Arenosa	0	0	0,59	5,0	1,5	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Argila Arenosa	40	2	0,81	5,0	1,5	1,62	48,60	20,9	20,9	64,2	42,5
3	Argila Arenosa	9	2	0,81	5,0	1,5	0,36	10,94	4,7	25,6	14,4	20,0
4	Areia	15	2	0,81	7,0	3,0	0,85	36,45	11,0	36,5	48,1	42,3
5	Areia	14	2	0,81	7,0	3,0	0,79	34,02	10,2	46,7	44,9	45,8
6	Areia	29	2	0,81	7,0	3,0	1,64	50,00	21,2	67,9	66,0	67,0
7	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	93,7	66,0	79,8
8	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	119,4	66,0	92,7
9	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	145,2	66,0	105,6
10	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	171,0	66,0	118,5
11	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	199,7	21,9	110,8
12	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	228,5	21,9	125,2
13	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	257,2	21,9	139,6
14	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	285,9	21,9	153,9
15	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	314,7	21,9	168,3
16	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	343,4	21,9	182,7
17	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	372,2	21,9	197,1
18	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	400,9	21,9	211,4
19	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	429,7	21,9	225,8
20	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	458,4	21,9	240,2
21	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	487,2	21,9	254,5
22	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	515,9	21,9	268,9
23	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	544,7	21,9	283,3
24	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	573,4	21,9	297,7
25	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	602,1	21,9	312,0

Dimensionamento das ALAS dos encontros.

Espessura da ala =	25cm
Comprimento da ala =	400cm
Área da ala =	83896.00cm ²
Área da seção do Guarda-rodas=	2516.67cm ²
Peso específico do concreto=	25kN.m ³
Distância x até o CG=	162cm
Distância y até o CG=	117cm



Análise das cargas:

Cargas Verticais

a) Cargas permanentes

$$\begin{aligned} \text{Peso próprio da ala} &= 83896\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 209.74\text{kN} \\ \text{Peso dos guarda-rodas} &= 2516.67\text{cm}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 6.29\text{kN/m} \\ \mathbf{V_k} &= (209.74\text{kN} + 6.29\text{kN/m} \times 4\text{m}) = \mathbf{234.9\text{kN}} \end{aligned}$$

Verificação - Flexão Vertical (Consolo)

$$\begin{aligned} V_d &= 1.4 \times 234.9\text{kN} = 328.86\text{kN} \\ H_d &= 65.77\text{kN} \text{ (20\% } V_d) \\ a &= 162.0\text{cm} \\ b &= 25\text{cm} \\ d &= 284\text{cm} \\ f_{yd} &= 435\text{MPa} \\ f_{ck} &= 25\text{MPa} \\ f_{cd} &= 17.86\text{MPa} \\ \beta &= 1 \\ a/d &= 0.57 \\ &\text{consolo curto} \\ x &= 0.17\text{m} \\ \tau_{wu} &= 3.02\text{MPa} \\ \tau_{wd} &= 0.46\text{MPa} \\ \tau_{wu} > \tau_{wd} &\text{ OK!!!} \end{aligned}$$

Armadura de suspensão

$$\begin{aligned} \phi &= 12.5\text{mm} \\ A_{s,sus} &= 7.56\text{cm}^2 \\ &\text{(7 } \phi 12.5\text{mm)} \end{aligned}$$

Armadura do tirante

$$\begin{aligned} \phi &= 20.0\text{mm} \\ A_{s,tir} &= 6.61\text{cm}^2 \\ &\text{(3 } \phi 20\text{mm)} \end{aligned}$$

Armadura de costura

$$\begin{aligned} \phi &= 6.3\text{mm} \\ A_{sh} &= 2.64\text{cm}^2 \\ &\text{(9 } \phi 6.3\text{mm)} \end{aligned}$$

Estribos verticais

$$\begin{aligned} \phi &= 6.3\text{mm} \\ A_{sv} &= 1.32\text{cm}^2/\text{m} \\ &\text{2 ramos (} \phi 6.3\text{mm a cada 47cm)} \end{aligned}$$

Cargas horizontais

a) Cargas permanentes

Empuxo de terra:

Ângulo de atrito (ϕ) =	30°
Peso específico do solo (γ) =	18 kN/m ³
Coesão (c) =	0 kPa
α =	90°
β =	0°
δ =	0°
ka =	0.33
h1 =	94cm
h2 =	287cm
qh A1 =	5.64kPa/m
Força empuxo A1 =	10.60kN
qh A2 =	17.22kPa/m
Força empuxo A2 =	33.09kN
qh A3 =	17.22kPa/m
Força empuxo A3 =	22.06kN
Mg _{empHor} =	10.6kN x 2m + 33.09kN x 2m + 22.06 x 0.5
Mg _{empHor} =	98 kN.m
Mg _{empHor} =	34.29kN.m/m

b) Cargas variáveis

Trem tipo:

q =	450kN / (3 x 6) = 25kN/m ²
h até laje de transição =	46cm
qh A1 =	8.33kPa/m
Força empuxo A1 =	7.67kN
Mq _{empHor} =	15 kN.m
Mq _{empHor} =	5.34kN.m/m

Empuxo total:

$$\begin{aligned} \text{Msd}_{\text{emp}} &= 1.35 \times 34.29 + 1.5 \times 5.34 = \mathbf{54.3kN.m/m} \\ \text{MRd} &= \mathbf{56.74kN.m} \end{aligned}$$

Dimensionamento das LAJES DE APROXIMAÇÃO.

Dados:

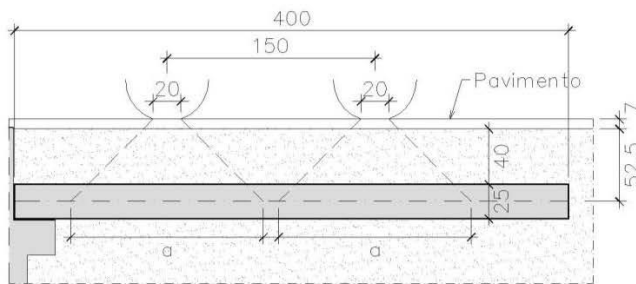
Espessura da Laje:	25cm
Espessura do Pavimento:	7cm
Espessura média do aterro acima da laje:	40cm
Altura média entre o pavimento e o plano médio da laje:	59.5cm

Carga permanente:

Laje:	25cm x 25kN/m ³ =	6.25kN/m ²
Aterro:	40cm x 18kN/m ³ =	7.20kN/m ²
Pavimento:	7cm x 24kN/m ³ =	1.68kN/m ²
TOTAL:		15.13kN/m²

Carga móvel:

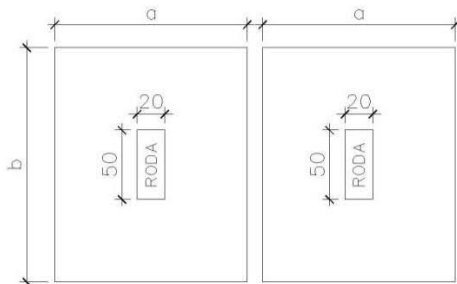
Trem-tipo: Classe 45



Área projeção da carga

a= 139cm

b= 169cm



Carga de roda P=75kN

$$p = P / (a \times b) = 31.93\text{kN/m}^2$$

Vão = 4m

C.I.V. = 1.39

$$p \times \text{C.I.V.} = 44.46\text{kN/m}^2$$

ESFORÇOS SOLICITANTES

Momento positivo

Esquema estático:

O momento positivo é máximo quando o apoio se dá na extremidade da laje de aproximação:



ESFORÇOS

Momento devido à carga permanente:

$$M_g = 30.26 \text{ kN.m}$$

Momento devido à carga móvel:

$$M_q = 80.65 \text{ kN.m}$$

Momento de cálculo:

$$M_{sd} = 1.35 \times 30.26 + 1.5 \times 80.65 = 161.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 171.34 \text{ kN.m}$$

Momento negativo

Esquema estático:

$$n = 90 \text{ cm}$$

O momento negativo máximo considerado se dá quando o elemento se apoia à 90cm da extremidade da laje



ESFORÇOS

Momento devido à carga permanente:

$$M_g = 6.13 \text{ kN.m}$$

Momento devido à carga móvel:

$$M_q = 18.01 \text{ kN.m}$$

Momento de cálculo:

$$M_{sd} = 1.35 \times 6.13 + 1.5 \times 18.01 = 35.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 36.76 \text{ kN.m}$$



5.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS - OAE



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.

Obra: **Ponte de concreto armado e protendido**
 Rodovia: **Municipal**
 Local: **Rio Jangada**
 Coordenada: **15°11'58.09"S 55°19'39.98"O**
 Extensão: **41,55 m** Largura: **5,00 m**

MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS

02 /13

INFRAESTRUTURA

2306066 Estaca raiz perfurada no solo com D = 40 cm - confecção

$$L = (9 + 9,95) \times 6 + (7,15) \times 9$$

$$\text{Total Acumulado} = 178,050 \text{ m}$$

$$L = 178,050 \text{ m}$$

2306070 Estaca raiz perfurada na rocha com D = 31 cm - confecção

$$L = (5,8 + 1,95) \times 6 + (5,4) \times 9$$

$$\text{Total Acumulado} = 95,100 \text{ m}$$

$$L = 95,100 \text{ m}$$

2306633 Camisa metálica com espessura de 6,3 mm D = 600 mm - cravada com martelo vibratório - sem escavação - cravação

$$L = (2) \times 9$$

$$\text{Total Acumulado} = 18,000 \text{ m}$$

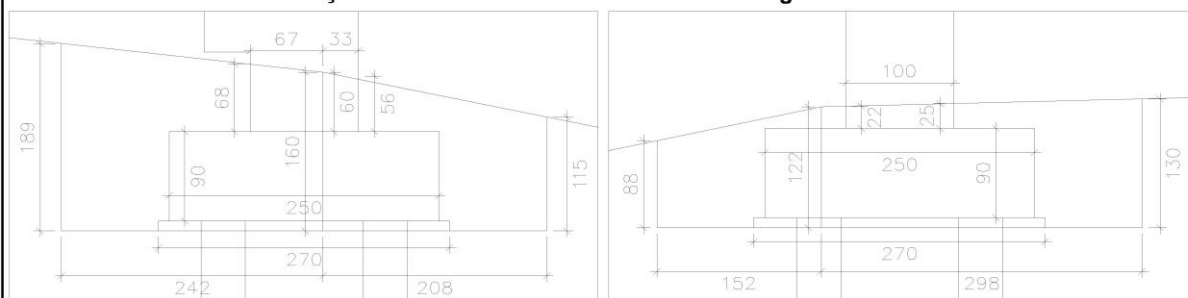
$$L = 18,000 \text{ m}$$

1600438 Demolição de concreto armado

$$V = \pi \times 0,41^2 / 4 \times 0,7 \times 6 \times 2 + \pi \times 0,41^2 / 4 \times 1 \times 9$$

$$V = 2,300 \text{ m}^3$$

4805749 Escavação manual de vala em material de 1ª categoria



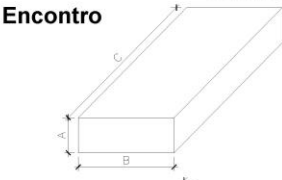
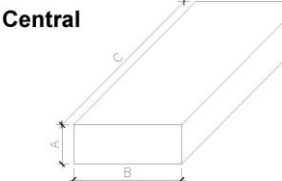
$$V = [(1,89 + 1,60) \times 0,50 \times 2,42 + (1,60 + 1,15) \times 0,50 \times 2,08 + (0,88 + 1,22) \times 0,50 \times 1,52 + (1,22 + 1,30) \times 0,50 \times 2,98] \times (5,00 + 1,00 \times 2)$$

$$V = 87,040 \text{ m}^3$$

1106057 Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais

$$V = 2,70 \times 0,10 \times (5,00 + 0,10 \times 2)$$

$$V = 1,400 \text{ m}^3$$

FCK	FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Obra: Ponte de concreto armado e protendido Rodovia: Municipal Local: Rio Jangada Coordenada: 15°11'58.09"S 55°19'39.98"O Extensão: 41,55 m Largura: 5,00 m	MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS
03 /13	
INFRAESTRUTURA (cont.)	
4815671 Reaterro e compactação com soquete vibratório $V = \{ 87,04 - 1,4 - 27 - [0,90 \times 2,50 \times 2 + (0,68 + 0,60) \times 0,50 \times 0,67 + (0,60 + 0,56) \times 0,50 \times 0,33 + (0,22 + 0,25) \times 0,50 \times 1,00] \times 5,00 \} \times 1,20$ $V = 38,240 \text{ m}^3$	
3108016 Fôrmas de compensado plastificado 14 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada Encontro  A= 0,90 m B= 2,50 m C= 5,00 m D= 2,0 un $A = (2,5 + 5) \times 2 \times 0,9 \times 2 = 27,00 \text{ m}^2$ Central  A= 1,20 m B= 3,66 m C= 3,66 m D= 1,0 un $A = (3,66 + 3,66) \times 2 \times 1,2 \times 1 + 3,66 \times 3,66 \times 1 = 30,96 \text{ m}^2$ A = 27,00 + 30,96 A = 57,96 m²	
1109667 Argamassa de cimento e areia 1:2 - confecção em betoneira e lançamento manual - areia comercial Estaca $V = (\pi \times 0,6^2 / 4 - \pi \times 0,41^2 / 4) \times 2 \times 9 \times 1$ $V = 2,710 \text{ m}^3$	
1107896 Concreto fck = 25 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais Encontro $V = 0,9 \times 2,5 \times 5 \times 2$ $V = 22,500 \text{ m}^3$ Central $V = 1,2 \times 3,66 \times 3,66 \times 1$ $V = 16,070 \text{ m}^3$ V = 22,500 + 16,070 V = 38,570 m³	
407819 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação Encontro P= 1.647,200 kg Central P= 1.643,400 kg Arm. Estacas P= 4.920,700 kg $P_{\text{total}} = 8.211,300 \text{ kg}$	



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.

Obra: **Ponte de concreto armado e protendido**
Rodovia: **Municipal**
Local: **Rio Jangada**
Coordenada: **15°11'58.09"S 55°19'39.98"O**
Extensão: **41,55 m** Largura: **5,00 m**

MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS

04 /13

MESOESTRUTURA

3107969 **Fôrmas curvas de compensado plastificado 10 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada**

Pilares (x 2)

Compr total = (3) x 1

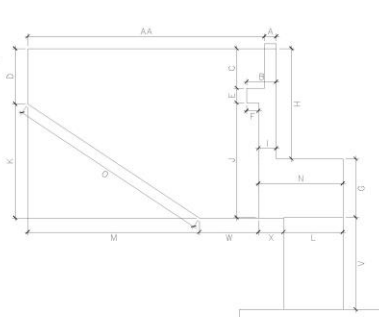
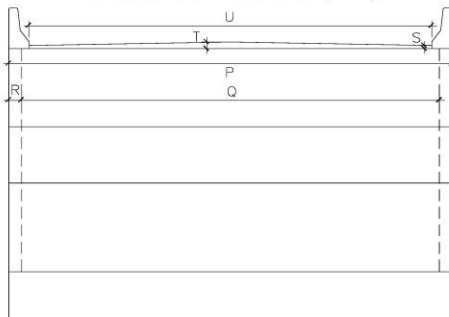
A = $\pi \times 1,40 \times 3$

C = 3,00 m

A = 13,19 m²

3108016 **Fôrmas de compensado plastificado 14 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada**

Travessa do Encontro (x 2)



A = 0,20 m N = 1,425 m
B = 0,50 m O = 3,123 m
C = 0,67 m P = 5,00 m
D = 0,94 m Q = 4,50 m
E = 0,25 m R = 0,25 m
F = 0,20 m S = 0,06 m
G = 1,00 m T = 0,096 m
H = 1,67 m U = 4,60 m
I = 0,30 m V = 1,250 m
J = 1,75 m W = 1,30 m
K = 1,730 m X = 0,425 m
L = 1,00 m AA = 4,60 m
M = 2,60 m

$$A = \{ (0,67 + 0,25 + 0,2 + 1,75) \times 4,5 + (0,425 + 1,25 \times 2 + 1 + 1,67) \times 5 + [0,2 \times 0,67 + 0,75 \times 0,3 + 1,425 \times 1 + 1 \times 1,25] \times 2 + (0,096 + 0,06) \times 0,50 \times 4,6 \times 2 \} \times 2$$

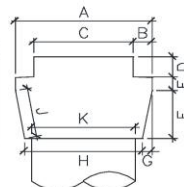
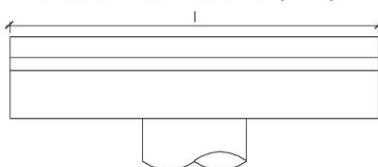
A = 95,35 m²

Alas (x 4)

$$A = \{ (0,94 + 3,123 + 1,3) \times 0,25 + [0,94 \times (2,6 + 1,3) + 1,73 \times 2,6 \times 0,50 + 1,73 \times 1,3 + (0,3 - 0,2) \times 0,94 - 0,25 \times 0,2] \times 2 \} \times 4$$

A = 71,03 m²

Travessa Intermediária (x 2)



A = 2,10 m G = 0,250 m
B = 0,25 m H = 1,60 m
C = 1,60 m I = 5,00 m
D = 0,31 m J = 0,743 m
E = 0,19 m K = 1,40 m
F = 0,70 m Quant. = 1 und

$$A = \{ (0,31 + 0,19 + 0,743 + 1,6 \times 0,50) \times 2 \times 5 + [1,6 \times 0,31 + 2,1 \times 0,19 + (2,1 + 1,6) \times 0,50 \times 0,7] \times 2 - \pi \times 1,4^2 / 4 \} \times 1$$

A = 23,27 m²

$$A = 95,35 + 71,03 + 23,27$$

A = 189,65 m²



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.

Obra: **Ponte de concreto armado e protendido**
Rodovia: **Municipal**
Local: **Rio Jangada**
Coordenada: **15°11'58.09"S 55°19'39.98"O**
Extensão: **41,55 m** Largura: **5,00 m**

MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS

05 /13

MESOESTRUTURA (cont.)

1107896 Concreto fck = 25 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais

Pilares (x 2)

Compr total = (3) x 1

$V = (\pi \times 1,40^2) / 4 \times 3$

C = 3,00 m

V = 4,620 m³

Travessa do Encontro (x 2)

$V = \{ [0,2 \times 0,67 + 0,75 \times 0,3 + 1,425 \times 1 + 1 \times 1,25] \times 5 + (0,06 + 0,096) \times 0,50 \times 0,2 \times 4,6 \} \times 2$

V = 30,480 m³

Alas (x 4)

$V = [0,94 \times (2,6 + 1,3) + 1,73 \times 2,6 \times 0,50 + 1,73 \times 1,3 + (0,3 - 0,2) \times 0,94 - 0,25 \times 0,2] \times 0,25 \times 4$

V = 8,210 m³

Travessa Intermediária (x 2)

$V = [1,6 \times 0,31 + 2,1 \times 0,19 + (2,1 + 1,6) \times 0,50 \times 0,7] \times 5 \times 1$

V = 10,950 m³

V = 4,620 + 30,480 + 8,210 + 10,950

= 54,260 m³

407819 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação

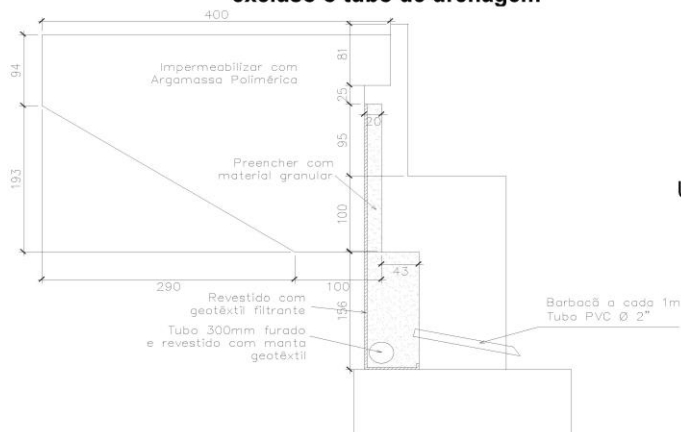
Pilares = 403,50 kg

Trav. encontro + ala = 3.345,80 kg

Trav. Central = 1.633,10 kg

= 5.382,40 kg

2003821 Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - exclusivo o tubo de drenagem



$U = 5 / 1,00 \times 2$

U = 10,00 un



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.

Obra: **Ponte de concreto armado e protendido**
Rodovia: **Municipal**
Local: **Rio Jangada**
Coordenada: **15°11'58.09"S 55°19'39.98"O**
Extensão: **41,55 m** Largura: **5,00 m**

MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS

06 /13

MESOESTRUTURA (cont.)

2003866 **Aplicação de geotêxtil não-tecido agulhado com resistência à tração longitudinal de 14 kN/m**

$$A = \{ (0,10 + 0,425 + 1,25 + 1,75 + 0,2) \times 5 + [1,75 \times 0,2 + (0,2 + 0,425) \times 1,25] \times 2 \} \times 2$$

A = 41,78 m²

2003854 **Camada drenante para proteção de muros de contenção - areia comercial**

$$V = [1,75 \times 0,2 + (0,2 + 0,425) \times 1,25] \times 5 \times 2$$

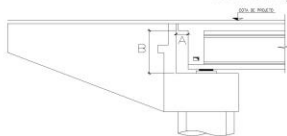
V = 11,310 m³

s/n 05 **Impermeabilização de superfície com argamassa polimérica / membrana acrílica, 3 demãos**

$$A = (0,2 + 1,75 + 0,425 + 1,25 + 0,425) \times 5 \times 2$$

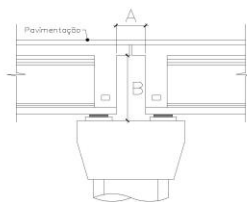
A = 40,50 m²

2108169 **Escoramento com pontaletes D = 15 cm - utilização de 1 vez - confecção e instalação**



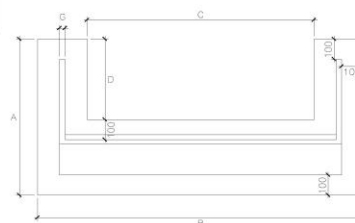
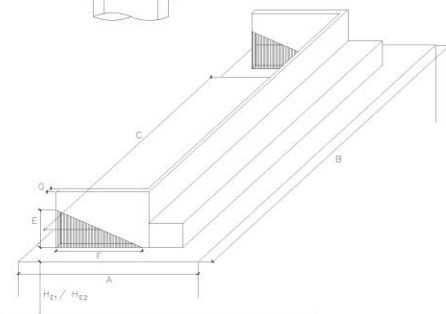
$$\begin{aligned} A &= 0,25 \text{ m} \\ B &= 1,45 \text{ m} \\ \text{Compr.} &= 5,00 \text{ m} \\ \text{Quant.} &= 2,00 \text{ un} \\ V &= 0,25 \times 1,45 \times 5 \times 2 \end{aligned}$$

V = 3,630 m³



$$\begin{aligned} A &= 0,55 \text{ m} \\ B &= 0,25 \text{ m} \\ \text{Compr.} &= 5,00 \text{ m} \\ \text{Quant.} &= 1,00 \text{ und} \\ V &= 0,55 \times 0,25 \times 5 \times 1 \end{aligned}$$

V = 0,690 m³



$$\begin{aligned} A &= 6,90 \text{ m} \\ B &= 7,00 \text{ m} \\ C &= 2,50 \text{ m} \\ D &= 3,90 \text{ m} \\ E &= 1,730 \text{ m} \\ G &= 0,25 \text{ m} \\ F &= 2,60 \text{ m} \\ H_{E1} &= 1,80 \text{ m} \\ H_{E2} &= 2,70 \text{ m} \end{aligned}$$

Encontro 1

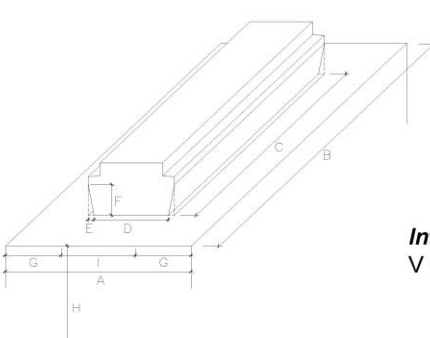
$$V = [6,9 \times 7 \times 1,8 - 2,5 \times 3,9 \times 1,8 + (2,6 \times 1,73 \times 0,25 \times 0,5) \times 2]$$

V = 70,510 m³

Encontro 2

$$V = [6,9 \times 7 \times 2,7 - 2,5 \times 3,9 \times 2,7 + (2,6 \times 1,73 \times 0,25 \times 0,5) \times 2]$$

V = 105,210 m³

FCK	FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Obra: Ponte de concreto armado e protendido Rodovia: Municipal Local: Rio Jangada Coordenada: 15°11'58.09"S 55°19'39.98"O Extensão: 41,55 m Largura: 5,00 m MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS	
07 /13	
MESOESTRUTURA (cont.)	
	A= 4,10 m E= 0,25 m B= 7,00 m F= 0,70 m C= 5,00 m G= 1,00 m H_{P1}= 6,51 m Intermediárias - P1 V = 4,1 x 7 x 6,51 + 0,25 x 0,7 x 0,50 x 5 x 2 V = 187,710 m³ Transversinas V = [1,2 x 0,2 x 0,4 x 2] x 4 V = 0,770 m³ Ponte Branca V = 87,65 m² x 4,00 m V = 350,600 m³ V = 3,630 + 0,690 + 70,510 + 105,210 + 187,710 + 0,770 + 350,600 V = 719,120 m³
307732 Aparelho de apoio de neoprene fretado para estruturas pré-moldadas - fornecimento e instalação	
	A= 4,00 dm B= 2,50 dm C= 0,50 dm Quant. = 12 und V = (4 x 2,5 x 0,5 x 12) V = 60,00 dm³



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.

Obra: **Ponte de concreto armado e protendido**
Rodovia: **Municipal**
Local: **Rio Jangada**
Coordenada: **15°11'58.09"S 55°19'39.98"O**
Extensão: **41,55 m** Largura: **5,00 m**

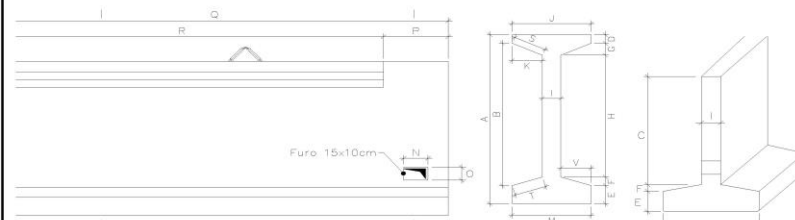
MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS

08 /13

SUPERESTRUTURA

SUPERESTRUTURA - Longarina

3108016 **Fôrmas de compensado plastificado 14 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada**



A= 1,40 m	I= 0,14 m
B= 1,18 m	J= 0,60 m
C= 1,18 m	K= 0,23 m
D= 0,07 m	M= 0,60 m
E= 0,15 m	N= 0,15 m
F= 0,07 m	O= 0,10 m
G= 0,10 m	P= 0,40 m
H= 1,01 m	Q= 20,00 m

R= 19,20 m S= 0,250 m T= 0,240 m V= 0,230 m Qt. vigas= 6 und

$$A = \{ (1,18 + 0,24 + 0,15 + 0,6 \times 0,50) \times 2 \times 0,4 \times 2 + (0,07 + 0,25 + 1,01 + 0,24 + 0,15 + 0,6 \times 0,50) \times 2 \times 19,2 + [0,14 \times 1,18 + (0,14 + 0,6) \times 0,50 \times 0,07 + 0,15 \times 0,6] \times 2 + [0,07 \times 0,23 + 0,1 \times 0,23 \times 0,50] \times 2 \times 2 \} \times 6$$

$$A = 487,40 \text{ m}^2$$

1107908 **Concreto fck = 40 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais**

$$V = \{ [0,14 \times 1,18 + (0,14 + 0,6) \times 0,50 \times 0,07 + 0,15 \times 0,6] \times 20 + [0,07 \times 0,23 + 0,1 \times 0,23 \times 0,50] \times 2 \times 19,2 \} \times 6$$

$$V = 40,090 \text{ m}^3$$

407819 **Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação**

Longarina = 7.859,400 kg P = 7.859,400 kg

4507957 **Cordoalha CP 190 RB D = 15,2 mm - fornecimento e instalação**

Peso de cordoalhas= 485,76 und Quant. de vigas= 6 und
P= 485,76 x 6 P = 2.914,60 kg

s/n 01 **Protensão de cordoalha de 15,2mm (Longarina)**

Quant. de cordoalhas= 18 und Quant. de vigas= 6 und
U= 18 x 6 U = 108,000 ud

5915400 **Carga, descarga e manobra de vigas pré-moldadas de até 500 kN em cavalo mecânico com semi-reboque de 6 eixos para até 216 t**

Quant. de vigas= 6 und
U = 6 U = 6,000 und



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.

Obra: **Ponte de concreto armado e protendido**
Rodovia: **Municipal**
Local: **Rio Jangada**
Coordenada: **15°11'58.09"S 55°19'39.98"O**
Extensão: **41,55 m** Largura: **5,00 m**

MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS

09 /13

SUPERESTRUTURA - Longarina (Cont.)

3806420 Lançamento de viga pré-moldada de até 500 kN com utilização de guindaste

Quant. de vigas= 6 und

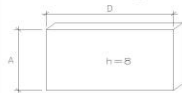
U = 6

U = 6,00 und

SUPERESTRUTURA - laje, barreira, transversina e laje de transição

3108016 Fôrmas de compensado plastificado 14 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada

Pré Laje, interna e externa



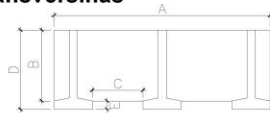
A= 2,12 m D2= 1,40 m

D1= 0,50 m F= 36 und H= 0,05 m

$A = [(0,5 + 2,12) \times 2 \times 0,05 + 0,5 \times 2,12 + (1,4 + 2,12) \times 2 \times 0,05 + 1,4 \times 2,12] \times 36$

A = 167,11 m²

Transversinas



A= 4,20 m D= 1,40 m

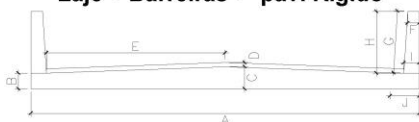
B= 1,25 m E= 0,15 m

C= 1,20 m I= 4 und

$A = \{ 4,2 \times 1,25 \times 2 - [0,07 \times 0,23 \times 2 + 0,23 \times 0,1 \times 0,50 \times 2 + 1,18 \times 0,14 + (0,14 + 0,6) \times 0,50 \times 0,07] \times 3 + 1,2 \times 0,4 \times 2 \} \times 4$

A = 42,88 m²

Laje + Barreiras + pav. Rígido



A= 5,00 m E= 2,30 m H= 0,70 m

B= 0,22 m F= 0,15 m I= 0,20 m

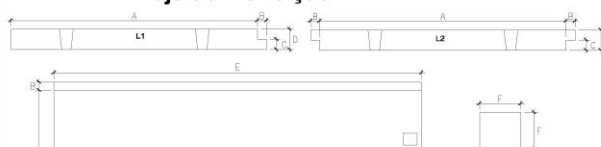
C= 0,260 m G= 0,700 m J= 0,40 m

D= 0,06 m Compr= 41,00 m

$A = (0,7 + 0,7 + 0,22 + 0,4) \times 41 \times 2 + [(0,22 + 0,26) \times 0,50 \times 2,3 \times 2 + 0,06 \times 2,3 \times 2 + (0,15 + 0,2) \times 0,50 \times 0,7 \times 2] \times 6$

A = 175,39 m²

Laje de Transição



A= 2,170 m E= 4,00 m

B= 0,10 m F= 0,15 m

C= 0,125 m G= 2,00 und

D= 0,25 m

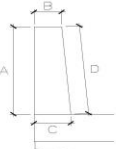
$A = [(2,17 + 4) \times 2 \times 0,25 \times 2 + 0,1 \times 0,125 \times 2 \times 2 + 0,1 \times 4 \times 2 + (0,15 + 0,15) \times 2 \times 0,25 \times 4] \times 2$

A = 15,24 m²

A = 167,11 + 42,88 + 175,39 + 15,24

= 400,62 m²

	FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Obra: Rodovia: Local: Coordenada: Extensão:	Ponte de concreto armado e protendido Municipal Rio Jangada 15°11'58.09"S 55°19'39.98"O 41,55 m Largura: 5,00 m
MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS	
10 /13	
SUPERESTRUTURA - laje, barreira, transversina e laje de transição (Cont.)	
1107900 Concreto fck = 30 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	
Transversinas	
$V = \{ 4,2 \times 1,25 \times 0,4 - [0,14 \times 1,18 + (0,14 + 0,6) \times 0,50 \times 0,07] \times 0,4 \times 3 \} \times 4 = 7,480 \text{ m}^3$	
Laje + Barreiras + pav. Rígido	
$V = [(0,22 + 0,26) \times 0,50 \times 2,3 \times 2 + 0,06 \times 2,3 \times 2 + (0,15 + 0,2) \times 0,50 \times 0,7 \times 2] \times 41$	
V = 66,630 m³	
Laje de Transição	
$V = (2,17 \times 0,25 \times 4 \times 2 + 0,1 \times 0,125 \times 4 \times 2 - 0,15 \times 0,15 \times 0,25 \times 4) \times 2$	
V = 8,840 m³	
V = 7,480 + 66,630 + 8,840	
= 82,950 m³	
407819 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	
Conforme projeto = 8.710,900	
P = 8.710,900 kg	
Transversina = 1.149,600 kg Pre laje = 1.256,400 kg	
Laje = 5.412,800 kg Laje de transição = 892,100 kg	
4507957 Cordoalha CP 190 RB D = 15,2 mm - fornecimento e instalação	
Peso de cord nas L.T. e P. Lajes= 18,02 kg	
P = 18,020 kg	
3806426 Lançamento de pré-laje com utilização de guindauto	
Peso pré-laje = 0,50 ton Quant.= 36 und	
P = 18,000 ton	

	FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Obra: Rodovia: Local: Coordenada: Extensão:	Ponte de concreto armado e protendido Municipal Rio Jangada 15°11'58.09"S 55°19'39.98"O 41,55 m Largura: 5,00 m
MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS	
11 / 13	
ACABAMENTO	
307737	Junta de dilatação em elastômero e perfil VV - L = 50 mm e H = 80 mm - fornecimento e instalação L = 5 x 3 L = 15,00 m
307084	Lábios poliméricos em junta de pavimento de concreto - L = 20 mm e H = 30 mm - confecção e assentamento L = 5 x 3 x 2 L = 30,00 m
3806402 A = 41,55 x 5	Limpeza em superfície de concreto com jateamento d'água sob pressão A = 207,75 m²
3808043	Pintura manual com nata de cimento - 3 demãos
Guarda roda 	A = 0,70 m D = 0,700 m B = 0,15 m E = 41,00 m C = 0,20 m $A = [(0,7 + 0,7 + 0,15) \times 41 + (0,2 + 0,15) \times 0,50 \times 0,7 \times 2] \times 2 = 127,59 \text{ m}^2$
2007971 $U = [(41 / 4) + 1] \times 2 \times 0,50 =$	Dreno de PVC D = 100 mm para OAE - fornecimento e instalação U = 12,00 ud
SINALIZAÇÕES	
5213489 *Placa informação do Rio e da Ponte U = 01 x 2 lados	Placa em aço - 2,00 x 1,00 m - película retrorrefletiva tipo I + I - fornecimento e implantação U = 2,00 ud
5213868 U = 01 x 2 lados	Suporte metálico galvanizado para placas - 2,00 x 1,00 m - fornecimento e implantação U = 2,00 ud

	FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Obra: Rodovia: Local: Coordenada: Extensão:	Ponte de concreto armado e protendido Municipal Rio Jangada 15°11'58.09"S 55°19'39.98"O 41,55 m Largura: 5,00 m
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS
	12 /13
	SINALIZAÇÕES (cont.)
	5213476 Placa delineador em aço - 0,50 x 0,60 m - película retrorrefletiva tipo I + IV - fornecimento e implantação
	Placa delineador nas proximidades da ponte, em ambas as margens U= 05 un x 02 (Lado direito e esquerdo) x 02 (sentidos)
	U = 20,00 ud
	5213863 Suporte metálico galvanizado para placa de advertência ou regulamentação - lado ou diâmetro de 0,60 m - fornecimento e implantação
	Placa delineador nas proximidades da ponte, em ambas as margens U= 05 un x 02 (Lado direito e esquerdo) x 02 (sentidos)
	U = 20,00 ud
	5213479 Placa delineador em fibra - 0,30 x 0,90 m - película retrorrefletiva tipo I + IV - fornecimento e implantação
	Placa delineador redução da ponte, em ambas as margens U= 01 un x 02 (Lado direito e esquerdo) x 02 (sentidos)
	U = 4,00 ud
	5213465 Placa de advertência em aço, lado de 0,80 m - película retrorrefletiva tipo I + SI - fornecimento e implantação
	*Placa de advertência implantadas depois da execução da obra: 02 placa limite de largura da pista 02 placa limite de carga por eixo
	U= 02 + 02
	U = 4,00 ud
	5213864 Suporte metálico galvanizado para placa de advertência ou regulamentação - lado ou diâmetro de 0,80 m - fornecimento e implantação
	Placa delineador redução da ponte, em ambas as margens U= 01 un x 02 (Lado direito e esquerdo) x 02 (sentidos)
	U = 4,00 ud
	02 placa limite de largura da pista 02 placa limite de carga por eixo
	U= (02 + 02)
	U = 4,00 ud
	U = 8,00 ud



FCK ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO REPRESENTAÇÕES LTDA.
Rua A, nº 3, Setor Noroeste – Bairro Morada do Ouro. – Cuiabá/MT - fck@fckconsultoria.com.br



6.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS QUANTITATIVOS - ENCABEÇAMENTO

Distribuição da Terraplenagem

DISTRIBUIÇÃO DE TERRAPLENAGEM													
ORIGEM DO MATERIAL ESCAVADO					DISTÂNCIA MÉDIA DE TRANSP. (km)	MOMENTO DE TRANSPORTE (m³xkm)	DESTINO DO MATERIAL ESCAVADO				OBSERVAÇÃO		
LOCALIZAÇÃO			TIPO DA ESCAVAÇÃO	LADO			VOLUME ESCAVADO (m³)	CAT. MAT.	LOCALIZAÇÃO				
EST. INICIAL	EST. FINAL	DIST. EIXO "a" (m)							EST. INICIAL	EST. FINAL		EST. INICIAL	EST. FINAL
PISTA													
0 + 0,000	0 + 0,000	2,000,00	EC-01	D	2,438,763	1ª	0 + 0,000	0 + 0,000	5 + 3,280	0 + 0,000	5 + 3,280	Aterro	
0 + 0,000	0 + 0,000	2,000,00	EC-01	D	2,882,563	1ª	7 + 4,830	11 + 5,202	7 + 4,830	11 + 5,202	7 + 4,830	Aterro	
VOLUME DE MATERIAL ESCAVADO =					5,321,325		Momento de transporte p/ DMT>5000m - mat. 1ª Cat. (m³ km) = 0,000						
VOLUME GEOMÉTRICO DO ATERRO =					4,257,060		Momento de transporte p/ DMT>5000m - mat. 2ª Cat. (m³ km) = 0,000						
							Momento de transporte p/ DMT>1200m - mat. 3ª Cat. (m³ km) = 0,000						
							Volume de Material de Bota-Fora (m³) = 0,000						
							Volume de Material de Compensação Longitudinal (m³) = 0,000						
							Escavação e Carga de Material de Empréstimo (m³) = 5,321,325						
Observação:													
>>> O momento de transporte considerado será a distancia média de transporte x o volume escavado.													

Resumo da Distribuição da Terraplenagem

RESUMO GERAL DE DISTRIBUIÇÃO DE MATERIAIS												
TRANSPORTE (m)	ESCAVAÇÃO (m³)							ATERRO (m³)				
INTERVALOS	1ª CAT.	2ª CAT.	3ª CAT.	SOLO MOLE	ESCAVAÇÃO (EMPR. / CORTE)	PREENCHIMENTO DE REMOÇÃO DE SOLO	PREENCHIMENTO DE REBAIXO DO SUBLEITO	TOTAL	BOTA-FORA VOL. SOLTO (m³)	ATERRO	ACABAMENTO DE TERRAPLENAGEM	TOTAL
0 a 50	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
50 à 200	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
201 à 400	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
401 à 600	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
601 à 800	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
801 à 1000	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
1000 à 1200	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
1200 à 1400	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
1400 à 1600	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
1600 à 1800	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
1800 à 2000	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
2000 a 3000	5.321,325		0,000	0,000	5.321,325	0,000	0,000	5.321,325	0,000	4.257,060		4.257,060
3000 a 5000	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
> 5000	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000
TOTAL	5.321,325	0,000	0,000	0,000	5.321,325	0,000	0,000	5.321,325	0,000	4.257,060	0,000	4.257,060
PARÂMETROS GEOTÉCNICO PARA SELEÇÃO DOS MATERIAIS												
MATERIAIS SATISFATÓRIOS PARA UTILIZAÇÃO NO CORPO DO ATERRO MATERIAIS INDICADO PARA CAMADAS FINAL DO ATERRO MATERIAIS SATISFATÓRIOS COMO SUB-LEITO MATERIAL NÃO ADEQUADO PARA TERRAPLENAGEM (BOTA - FORA)								EXPANSÃO	C B R (%)	VOLUME TOTAL DE ATERRO COMPACTADO (m³):		
										VOLUME DE ATERRO COMPACTADO A 100% PROC. NORMAL:		
										VOLUME DE ATERRO COMPACTADO A 100% PROC. INTERM.:		
										VOLUME DE CORPO DE ATERRO EM ROCHA		
										VOLUME DE ATERRO POR KM (m³/km):		
										VOLUME DE MATERIAL DE BOTA FORA (M³)		
										FATOR DE COMPACTAÇÃO		
										GRAU MÍNIMO DE COMPACTAÇÃO		
										CORPO DE A TERROS		
										ACABAMETO DE TERRAPLENAGEM		
Obs. :												
Momento de transporte p/ DMT>5000m - mat. 1ª Cat.....						Momento de Transporte		Momento de Transporte				
Momento de transporte p/ DMT>5000m - mat. 2ª Cat.....						1,6		0,000 (t.km)				
Momento de transporte p/ DMT>1200m - mat. 3ª Cat.....						1,6		0,000 (t.km)				
Volume de material de Bota-Fora.....						1,5		0,000 (t.km)				
Volume de material de Compensação Longitudinal.....						1,5		0,000 (t.km)				
Volume de material adquirido em Jazida.....						5.321,325						

Regularização do subleito

Solicitante: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES Local: CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT Obra: IMPLANTAÇÃO DE PONTE DE CONCRETO ARMADO					REGULARIZAÇÃO DO SUBLEITO	
LOCALIZAÇÃO LOGRADOURO	ESTACAS		EXTENSÃO	LARGURA MÉDIA	ÁREA	OBSERVAÇÃO
	INICIAL	FINAL	(M)	(M)	(M2)	
Estrada de Acesso Ponte Rio Jangada	0 + 0	5 + 3,28	103,28	9,00	929,520	
Estrada de Acesso Ponte Rio Jangada	7 + 4,83	11 + 5,202	80,37	9,00	723,348	
	TOTAL		183,652		1.652,868	

Revestimento primário

Solicitante: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES Local: CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT Obra: IMPLANTAÇÃO DE PONTE DE CONCRETO ARMADO					REVESTIMENTO PRIMÁRIO DE SOLO ESTABILIZADA GRANULOM. S/ MISTURA			
LOCALIZAÇÃO LOGRADOURO	ESTACAS		EXTENSÃO	LARGURA MÉDIA	ÁREA	ESP.	VOLUME	OBSERVAÇÕES
	INICIAL	FINAL	(M)	(M)	(M2)	(M)	(M3)	
Estrada de Acesso Ponte Rio Jangada	0 + 0	5 + 3,28	103,28	9,000	929,520	0,15	139,428	
Estrada de Acesso Ponte Rio Jangada	7 + 4,83	11 + 5,202	80,37	9,000	723,348	0,15	108,502	
	TOTAL		183.652		1.652.868		247.930	

Escavação carga e aquisição de material de jazida

Solicitante: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES Local: CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT Obra: IMPLANTAÇÃO DE PONTE DE CONCRETO ARMADO				ESCOVAÇÃO E CARGA AQUISIÇÃO DE MATERIAL DE JAZIDA		
SERVIÇO	UND.	QUANTIDADE COMPACTADO	MATERIAL	CODIGO DO MATERIAL	FATOR DE CONTRAÇÃO	QUANTIDADE DA AQUISIÇÃO
REVESTIMENTO PRIMÁRIO	M3	247,930	CASCALHO		15,00%	285,119
TOTAL						285,119

Transporte de material de jazida

Solicitante: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES Local: CHAPADA DOS GUIMARÃES - MT Obra: IMPLANTAÇÃO DE PONTE DE CONCRETO ARMADO							TRANSPORTE LOCAL EM ROD. PAVIMENTADA	
ORIGEM	DESTINO	MATERIAL	VOLUME COMPACTADO (m³)	VOLUME ESCAVADO (15%) (m³)	DENSIDADE IN NATURA (γ)	PESO MATERIAL (T)	DISTÂNCIA (KM)	MOMENTO (T x Km)
MATERIAL PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO								
J-1	PISTA	CASCALHO	247,930	285,120	1,600	456,191	30,800	14.050,68
TOTAL			247,930	285,120		456,191		14.050,68



7.0 – ART



Anotação de Responsabilidade Técnica -
ART Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-MT

ART DE OBRA/SERVIÇO
1220230030407

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do CREA-MT**1. Responsável Técnico:**

MARILDA DE CASTRO COSTA	RNP: 2607349869
Título Profissional: ENGENHEIRA CIVIL	Registro: 91385
Empresa Contratada: 11.422.746/0001-00 - FCK - ENGENHARIA	Registro: 20109

2. Dados do Contrato

Contratante: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES	CPF/CNPJ: 03.507.530/0001-19
Rua: RUA TIRADENTES	Número: 166
Complemento:	Bairro: CENTRO
Cidade: CHAPADA DOS GUIMARÃES	UF: MT
Contrato: 130/2022	Celebrado em: 07/07/2022
Valor: R\$ 409.280,00	CEP: 78.195-000
Ação Institucional:	Tipo de Contratante: PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO

3. Dados Obra/Serviço

Logradouro	Bairro	Número	Complemento	Cidade	UF	País	Cep	Coordenada
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO RONCADOR - 60,55MX8,80M - PT02518	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°05'28.66" S 055°26'26.69" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO QUILOMBO - 45,55MX5,00M - PTCG050	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°10'46.56" S 055°39'51.53" O
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO LAGOINHA - 33,50MX8,80M - PT02516	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°16'05.11" S 055°35'24.34" O
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO CACHOEIRA - 21,00MX10,80M - PT02515	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°16'09.54" S 055°36'31.00" O
RODOVIA MT-244	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIBEIRÃO CAJANA - 45,50MX8,80M - PT02363	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°52'58.71" S 055°08'48.83" O
RODOVIA MT-244	S/B	S/N	PONTE SOBRE Córrego Picarra - 33,50MX8,80M - PT02364	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°52'03.68" S 055°09'49.94" O
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO ÁGUA BRANCA - 25,50MX8,80M - PT02519	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°59'38.94" S 055°30'09.03" O
RODOVIA MT-020	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO MANSO - 83,10MX8,80M - PT02421	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°49'19.86" S 055°19'27.39" O

6. Declarações

Acessibilidade: Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.

7. Entidade de Classe

8. Assinaturas	
Declaro serem verdadeiras as informações acima.	
Local	data
MARILDA DE CASTRO COSTA:01534644881	
015.346.448-81 - MARILDA DE CASTRO COSTA	
03.507.530/0001-19 - PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES	

Valor ART: R\$ 254,59

Registrada em 14/02/2023

Valor Pago: R\$ 254,59

9. Informações

A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.
A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-mt.org.br ou www.confrea.org.br.
A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.crea-mt.org.br cate@crea-mt.org.br
tel: (65)3315-3000



CREA-MT
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Mato Grosso

Nosso Número: 14000000009959942

OSMAR FRONER DE
MELLO:375577856
49

Assinado de forma
digital por OSMAR
FRONER DE
MELLO:37557785649



Anotação de Responsabilidade Técnica -
ART Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-MT

ART DE OBRA/SERVIÇO
1220230030407

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do CREA-MT

RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO JARDIM - 25,50MX5,00M - PTCG085	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°03'46.34" S 055°51'41.86" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO JANGADA - 41,55MX5,00M - PTCG025	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°11'58.09" S 055°19'39.98" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO CANJIRA/ACORÁ - 25,50MX5,00M - PTCG048	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°15'00.00" S 055°39'53.72" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO JANGADA/ALAIR - 45,55MX5,00M - PTCG027	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°07'01.51" S 055°24'33.48" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO LAGOINHA DE BAIXO - 41,55MX5,00M - PTCG112	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°21'23.11" S 055°32'56.43" O

Data de Início: 08/07/2022

Previsão Término: 07/07/2023

Código:

Tipo Proprietário: PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO

Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

CPF/CNPJ: 03.507.530/0001-19

Finalidade: INFRA-ESTRUTURA

4. Atividades Técnicas

Grupo/Subgrupo	Atividade Profissional	Obra/Serviço	Complemento	Quantidade	Unidade
Estruturas - Obras de Arte					
	Projeto	de pontes		3.831,7600	metro quadrado
	Elaboração de orçamento	de pontes		13,0000	unidade
	Estudo	de pontes		13,0000	unidade
Geotecnia e Geologia da Engenharia - Sondagens					
	Estudo	de sondagem geotécnica	mista	35,0000	unidade
Topografia - Levantamentos Topográficos Especiais e Nivelamentos de Precisão					
	Levantamento	de levantamento batimétrico		13,0000	unidade

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder a baixa desta ART

5. Observações

Elab. Estudos Topográfico, Hidrológicos, sondagens e Proj. Executivo p/ 13 Pontes de Concreto, conf. contrato

6. Declarações

Acessibilidade: Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.

7. Entidade de Classe

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local _____ data _____
MARILDA DE CASTRO COSTA:01534644881
015.346.448-81 - MARILDA DE CASTRO COSTA
03.507.530/0001-19 - PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

9. Informações

A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.
A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-mt.org.br ou www.confrea.org.br.
A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.crea-mt.org.br cate@crea-mt.org.br
tel: (65)3315-3000



CREA-MT
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Mato Grosso

Valor ART: R\$ 254,59

Registrada em 14/02/2023

Valor Pago: R\$ 254,59

Nosso Número: 14000000009959942

OSMAR FRONER DE
MELLO:375577856
49
Assinado de forma digital por OSMAR FRONER DE MELLO:37557785649



Anotação de Responsabilidade Técnica -
ART Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-MT

ART DE OBRA/SERVIÇO
1220230030676

Coautor à 1220230030407

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do CREA-MT

1. Responsável Técnico

LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA

RNP: 1203670761

Título Profissional: ENGENHEIRO CIVIL

Registro: 14567

Empresa Contratada: 11.422.746/0001-00 - FCK - ENGENHARIA

Registro: 20109

2. Dados do Contrato

Contratante: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

CPF/CNPJ: 03.507.530/0001-19

Rua: RUA TIRADENTES

Número: 166

Complemento:

Bairro: CENTRO

País: Brasil

Cidade: CHAPADA DOS GUIMARÃES

UF: MT

CEP: 78.195-000

Contrato: 130/2022

Celebrado em: 07/07/2022

Vinculado à ART: 1220230030407

Valor: R\$ 409.280,00

Tipo de Contratante: PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO

Ação Institucional:

3. Dados Obra/Serviço

Logradouro	Bairro	Número	Complemento	Cidade	UF	País	Cep	Coordenada
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO RONCADOR - 60,55MX8,80M - PT02518	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°05'28.66" S 055°26'26.69" O
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO ÁGUA BRANCA - 25,50MX8,80M - PT02519	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°59'38.94" S 055°30'09.03" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO QUILOMBO - 45,55MX5,00M - PTCG050	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°10'46.56" S 055°39'51.53" O
RODOVIA MT-244	S/B	S/N	PONTE SOBRE Córrego Piçarra - 33,50MX8,80M - PT02364	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°52'03.68" S 055°09'49.94" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO JARDIM - 25,50MX5,00M - PTCG085	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°03'46.34" S 055°51'41.86" O
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO LAGOINHA - 33,50MX8,80M - PT02516	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°16'05.11" S 055°35'24.34" O
RODOVIA MT-515	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO CACHOEIRA - 21,00MX10,80M - PT02515	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°16'09.54" S 055°36'31.00" O
RODOVIA MT-020	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO MANSO - 83,10MX8,80M - PT02421	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°49'19.86" S 055°19'27.39" O

6. Declarações

Acessibilidade: Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.

7. Entidade de Classe

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local LUCAS LUIZ ARAUJO
CORREA:22091942880

Assinado de forma digital por LUCAS
LUIZ ARAUJO CORREA:22091942880
Dados: 2023.02.16 08:19:14 -04'00'

220.919.428-80 - LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA

03.507.530/0001-19 - PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

Valor ART: R\$ 96,62

Registrada em 15/02/2023

Valor Pago: R\$ 96,62

9. Informações

A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.
A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-mt.org.br ou www.confrea.org.br.

A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.crea-mt.org.br cate@crea-mt.org.br
tel: (65)3315-3000



CREA-MT
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Mato Grosso

Nosso Número: 14000000009963486

OSMAR FRONER DE
MELLO:37557785649

Assinado de forma digital por
OSMAR FRONER DE
MELLO:37557785649



Anotação de Responsabilidade Técnica -
ART Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-MT

ART DE OBRA/SERVIÇO
1220230030676

Coautor à 1220230030407

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do CREA-MT

RODOVIA MT-244	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIBEIRÃO CAIANA - 45,50MX8,80M - PTCG023	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	014°52'58.71" S 055°08'48.83" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO JANGADA - 41,55MX5,00M - PTCG025	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°11'58.09" S 055°19'39.98" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO JANGADA/ALAIR - 45,55MX5,00M - PTCG027	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°07'01.51" S 055°24'33.48" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO CANJIRA/ACORÁ - 25,50MX5,00M - PTCG048	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°15'00.00" S 055°39'53.72" O
RODOVIA MUNICIPAL	S/B	S/N	PONTE SOBRE RIO LAGOINHA DE BAIXO - 41,55MX5,00M - PTCG112	CHAPADA DOS GUIMARÃES	MT	BRA	78.195-000	015°21'23.11" S 055°32'56.43" O

Data de Início: 08/07/2022

Previsão Término: 07/07/2023

Código:

Tipo Proprietário: PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO

Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

CPF/CNPJ: 03.507.530/0001-19

Finalidade: INFRA-ESTRUTURA

4. Atividades Técnicas

Grupo/Subgrupo	Atividade Profissional	Obra/Serviço	Complemento	Quantidade	Unidade
Estruturas - Obras de Arte					
	Projeto	de pontes		3.831,7600	metro quadrado
	Elaboração de orçamento	de pontes		13,0000	unidade
	Estudo	de pontes		13,0000	unidade
Geotecnia e Geologia da Engenharia - Sondagens					
	Estudo	de sondagem geotécnica	mista	35,0000	unidade
Topografia - Levantamentos Topográficos Especiais e Nivelamentos de Precisão					
	Levantamento	de levantamento batimétrico		13,0000	unidade

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder a baixa desta ART

5. Observações

Elab. Estudos Topográfico, Hidrológicos, sondagens e Proj. Executivo p/ 13 Pontes de Concreto, conf. contrato

6. Declarações

Acessibilidade: Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.

7. Entidade de Classe**8. Assinaturas**

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local LUCAS LUIZ ARAUJO
CORREA-22091942880
220.919.428-80 - LUCAS LUIZ ARAUJO CORREA

03.507.530/0001-19 - PREFEITURA MUNICIPAL DE CHAPADA DOS GUIMARÃES

9. Informações

A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.
A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-mt.org.br ou www.confrea.org.br.
A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.crea-mt.org.br cate@crea-mt.org.br
tel: (65)3315-3000

**CREA-MT**
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Mato Grosso

Nosso Número: 140000000009963486

Valor ART: R\$ 96,62

Registrada em 15/02/2023

Valor Pago: R\$ 96,62

OSMAR FRONER DE
MELLO:3755778564
9

Assinado de forma digital
por OSMAR FRONER DE
MELLO:37557785649



8.0 – TERMO DE ENCERRAMENTO



TERMO DE ENCERRAMENTO

Encerro o presente Volume III, referente aos Serviços de Elaboração de Estudos Topográficos, Estudos Hidrológicos / Hidráulicos, Estudos Geotécnicos (Sondagens) e Projeto Executivo para ponte sobre o Rio Jangada, situado na Rodovia Municipal, coordenadas 15°11'58.09"S / 55°19'39.98"O, no Município de Chapada dos Guimarães, com extensão de 41,55 e largura de 5,00 , declarando que este possui um total de 87 (Oitenta e sete) folhas incluindo a folha deste Termo.

MARILDA DE CASTRO
MARILDA DE CASTRO
COSTA:01534644881
2026.03.30 14:17:13
-04'00'

Eng.^a Marilda de Castro Costa
FCK ENGENHARIA CONSULTORIA
COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES
LTDA.

LUCAS LUIZ ARAUJO
LUCAS LUIZ ARAUJO
CORREA:22091942880
Eu sou o autor deste documento
2026.03.30 14:40:00-04'00'

Eng.^o Lucas Luiz Araujo Correa
FCK ENGENHARIA CONSULTORIA
COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES
LTDA.